

# AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE DI BAGNOLI - COROGLIO (NA)

D.P.C.M. 15.10.2015

Interventi per la bonifica ambientale e rigenerazione urbana dell'area di Bagnoli - Coroglio

Infrastrutture, reti idriche, trasportistiche ed energetiche dell'area del  
Sito di Interesse Nazionale di Bagnoli - Coroglio



Presidenza del Consiglio dei Ministri  
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO DEL GOVERNO  
PER LA BONIFICA AMBIENTALE E RIGENERAZIONE URBANA  
DELL'AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE  
BAGNOLI - COROGLIO



## STAZIONE APPALTANTE

**INVITALIA S.p.a.:** Soggetto Attuatore, in ottemperanza all'art. 33 del D.L. n. 133/2014, convertito con legge n. 164/2014, e del D.P.C.M. 15 ottobre 2015, ai fini della predisposizione ed esecuzione del Programma di Risanamento Ambientale e la Rigenerazione Urbana per il Sito di Rilevante Interesse Nazionale di Bagnoli-Coroglio

**RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:** Ing. Daniele BENOTTI

### PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

**PROGETTAZIONE GEOTECNICA, STRUTTURALE e STRADALE**  
Ing. Letterio SONNESSA

**RELAZIONE GEOLOGICA**  
Dott. Geol. Vincenzo GUIDO

#### GRUPPO DI LAVORO INTERNO

Collaboratori:  
Geom. Gennaro DI MARTINO  
Geom. Alessandro FABBRI  
Ing. Davide GRESIA  
Ing. Nunzio LAURO  
Ing. Alessio MAFFEI  
Ing. Angelo TERRACCIANO  
Ing. Massimiliano ZAGNI

Supporto operativo:  
Ing. Irene CIANCI  
Arch. Alessio FINIZIO  
Ing. Carmen FIORE  
Ing. Federica Jasmeen GIURA  
Ing. Leonardo GUALCO

**PROGETTAZIONE IDRAULICA**  
Ing. Claudio DONNALOIA

**PROGETTAZIONE DELLA SICUREZZA**  
Ing. Michele PIZZA

**COMPUTI E STIME**  
Geom. Gennaro DI MARTINO

**SUPPORTO TECNICO-SCIENTIFICO**  
Prof. Ing. Alessandro PAOLETTI  
Ing. Domenico CERAUDO  
Ing. Cristina PASSONI

**PROGETTAZIONE ENERGETICA e TELECOMUNICAZIONI**  
Ing. Claudio DONNALOIA

### RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

#### MANDATARIA



**VIA INGEGNERIA Srl**  
Via FlamInfa, 999  
00189 Roma (RM)

**COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE**  
Ing. Matteo DI GIROLAMO

**PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI**  
Ing. Giovanni PIAZZA

**COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**  
al sensi D.Lgs. 81/08  
Ing. Massimo FONTANA

#### MANDANTI



**QUANTICA INGEGNERIA Srl**  
Piazza Bovio, 22  
80133 Napoli (NA)

**PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI SPECIALI**  
Ing. Francesco NICCHIARELLI

**PROGETTAZIONE OPERE IMPIANTISTICHE ELETTRICHE**  
Ing. Paolo VIPARELLI

**RELAZIONE GEOLOGICA**  
Geol. Maurizio LANZINI

**RELAZIONE ARCHEOLOGICA**  
Arch. Luca DI BIANCO



**WEE WATER ENVIRONMENT ENERGY Srl**  
Piazza Bovio, 22  
80133 Napoli (NA)

**PROGETTAZIONE OPERE DI VIABILITA' ORDINARIA**  
Ing. Giuseppe RUBINO

**PROGETTAZIONE ARENA SANT'ANTONIO-HUB DI COROGLIO**  
Ing. Giuseppe VACCA

**RELAZIONE ACUSTICA**  
Ing. Tiziano BARUZZO

**GIOVANE PROFESSIONISTA**  
Ing. Veronica NASUTI  
Ing. Andrea ESPOSITO  
Ing. Raffaele VASSALLO  
Ing. Serena ONERO



**AMBIENTE SPA**  
Via Frassinà, 21  
54033 Carrara (MS)

**PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE A RETE**  
Ing. Giulio VIPARELLI

**PROGETTAZIONE OPERE A MARE E IMPIANTO TAF 3**  
Ing. Roberto CHIEFFI

**DISEGNATORI**  
Geom. Salvatore DONATIELLO  
Geom. Paolo COSIMELLI  
P.I. Ugo NAPPI  
Ing. Daniele CERULLO



**ALPHATECH**  
Via S. Marla delle Libera, 13  
80127 Napoli (NA)

**ING. GIUSEPPE RUBINO**  
Via Riviera di Chiaia, 53  
80122 Napoli (NA)

Ing. Giuseppe Rubino

**COMPUTI E STIME**  
Per. Ind. Giuseppe CORATELLA  
Geom. Luigi MARTINELLI

Funzione Servizi di Ingegneria

Direzione Area Tecnica  
Opere civili:  
Arch. Giulia LEONI

## PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato			DATA	NOME	FIRMA
<b>INFRASTRUTTURE IDRICHE HUB IDRICO - NUOVO IMPIANTO TAF 3</b>  Relazione di calcolo Vasca di sollevamento			REDATTO	GIU. 2023	A.C.
			VERIFICATO	GIU. 2023	G.V.
			APPROVATO	GIU. 2023	M.D.G
			DATA	GIU. 2023	CODICE ELABORATO
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	SCALA	<b>S-RC-05-03.07.01</b>	
0	GIU. 2023	Emissione	-		
			CODICE FILE		
			2021INV-D-S-RC.05.03.07.01		

## INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA .....	6
3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3.2 DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO .....	7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
4.1 CALCESTRUZZO .....	8
4.2 ACCIAIO PER C.A. ....	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	11
5.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	11
5.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO E SEZIONE PRESA COME RIFERIMENTO.....	22
5.3 FALDA E PERMEABILITÀ DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	24
6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	26
6.1 AZIONE SISMICA .....	26
6.2 VITA NOMINALE.....	26
6.3 CLASSE D’USO .....	27
6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA .....	27
6.5 TEMPO DI RITORNO DELL’EVENTO SISMICO.....	27
6.6 ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO .....	27
6.7 PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE .....	30
6.7.1 Effetti stratigrafici.....	30
6.7.2 Effetti topografici.....	32
6.8 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO .....	33
7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018 .....	34

7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO.....	34
8.	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI .....	37
8.1	METODOLOGIA DI CALCOLO PER LE STRUTTURE INTERNE .....	37
8.1.1	<i>Definizione dei percorsi e dei casi di carico .....</i>	<i>38</i>
9.	CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO .....	40
9.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE .....	40
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	40
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D’ESERCIZIO.....	41
10.	ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE .....	44
10.1	ANALISI DEI CARICHI .....	44
10.1.1	<i>Permanenti strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.2	<i>Permanenti non strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.3	<i>Spinta statica del terreno .....</i>	<i>44</i>
10.1.4	<i>Spinta dell’acqua.....</i>	<i>44</i>
10.1.5	<i>Sovraccarico accidentale da traffico stradale .....</i>	<i>45</i>
10.1.6	<i>Azione del sisma.....</i>	<i>45</i>
10.1.7	<i>Sovrappinta sismica.....</i>	<i>45</i>
10.2	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	45
10.3	COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	49
10.4	MODELLO DI CALCOLO.....	51
10.5	RISULTATI DELLE ANALISI.....	52
10.5.1	<i>Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE.....</i>	<i>52</i>
10.5.2	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE.....</i>	<i>53</i>
10.5.3	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni – SLU/SLV .....</i>	<i>55</i>
10.6	VERIFICHE STRUTTURALI .....	58

10.6.1 Soletta inferiore .....	58
10.6.2 Setti .....	65
10.6.3 Soletta superiore.....	71
11. INCIDENZE.....	79

## 1. PREMESSA

La presente relazione fa riferimento alle verifiche strutturali del nuovo collettore ASA inserito nell’area interessata dal Progetto Definitivo delle Infrastrutture e Servizi dell’area di Interesse Nazionale (SIN) Bagnoli-Coroglio (NA).

Il progetto prevede la realizzazione di nuove opere e modifiche-demolizioni di alcune opere esistenti; di seguito si elencano le principali opere in progetto:

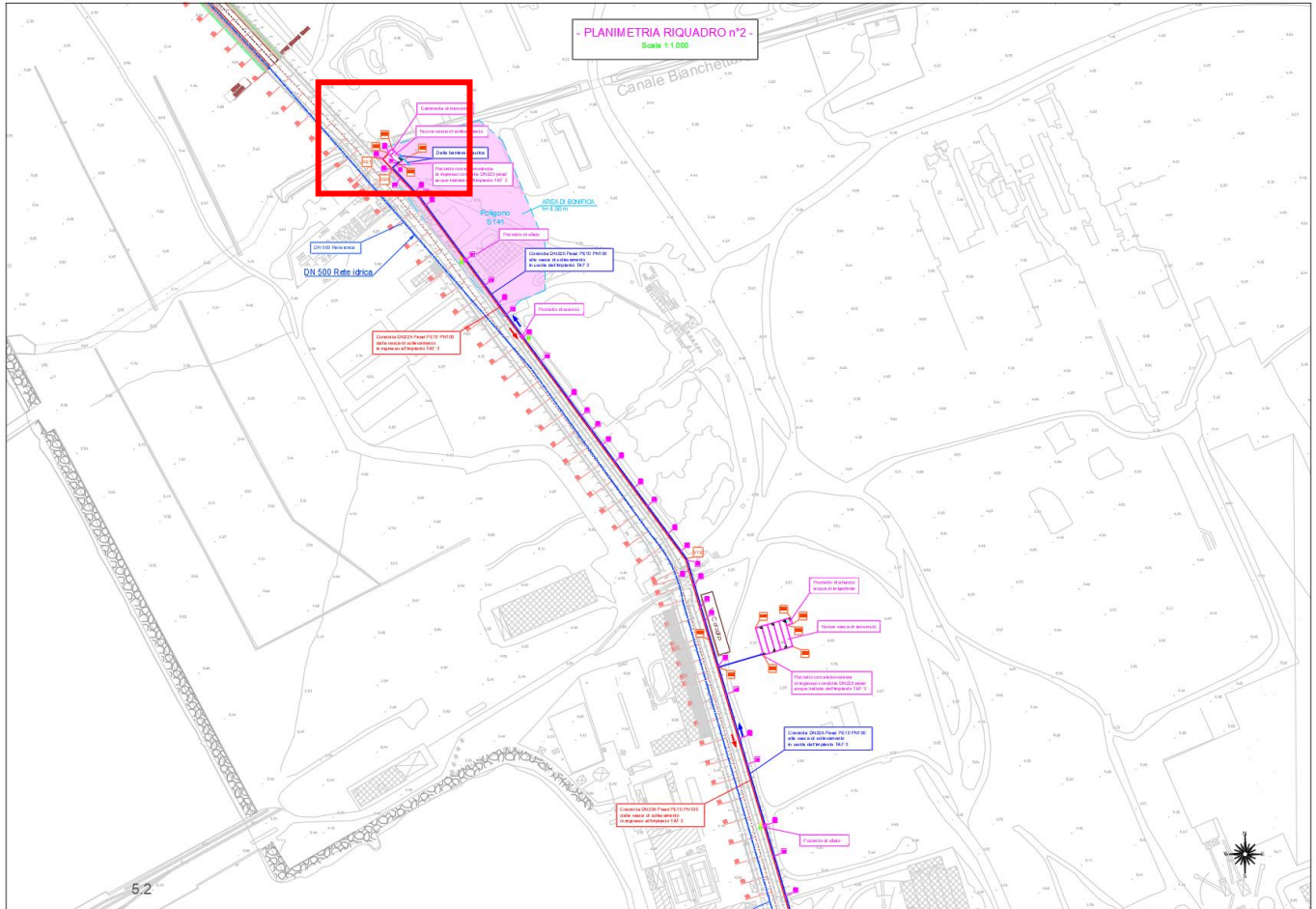
- Nuovi assi stradali
- Nuove condotte prementanti con manufatti
- Nuovo collettore ASA (Arena S. Antonio) con manufatti (Nuovo Impianto di Sollevamento e Dissabbiatura, Nuovo Impianto di Grigliatura, Nuovo TAF3)
- Nuovo collettore di pianura con manufatti

La presente Relazione è redatta con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) emanato il 17/1/2018 e nella Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, nonché alle “Linee Guida - Indagini ed Analisi Geologiche, Geofisiche e Geotecniche” della Regione Campania – A.G.C. LL.PP. – Settore Geologico Regionale.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche appositamente eseguite e su dati geologico-geomorfologici e stratigrafici dell’area ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura geologica.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche e geotecniche appositamente eseguite e su dati geotecnici ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura tecnica.

Nella presente relazione si esamina la vasca di sollevamento.



*Fig. 1: Planimetria generale e inquadramento dell’ opera*

## 2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA

Nella presente relazione è stata analizzata la sezione trasversale con larghezza interna delle vasche pari a 4.00 m ed altezza interna pari a 2.30 m; lo spessore della soletta di copertura è pari a 0.50 m; lo spessore della soletta di fondazione è pari a 0.50 m mentre delle pareti laterali è pari a 0.40 m.

La sezione complessiva presenta quindi una larghezza di 4.80 m ed un’altezza di 3.30 m.

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici e tutte le prescrizioni tecniche del presente Progetto Definitivo.

Nei capitoli successivi si riportano le ipotesi assunte alla base del calcolo e le verifiche delle strutture secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

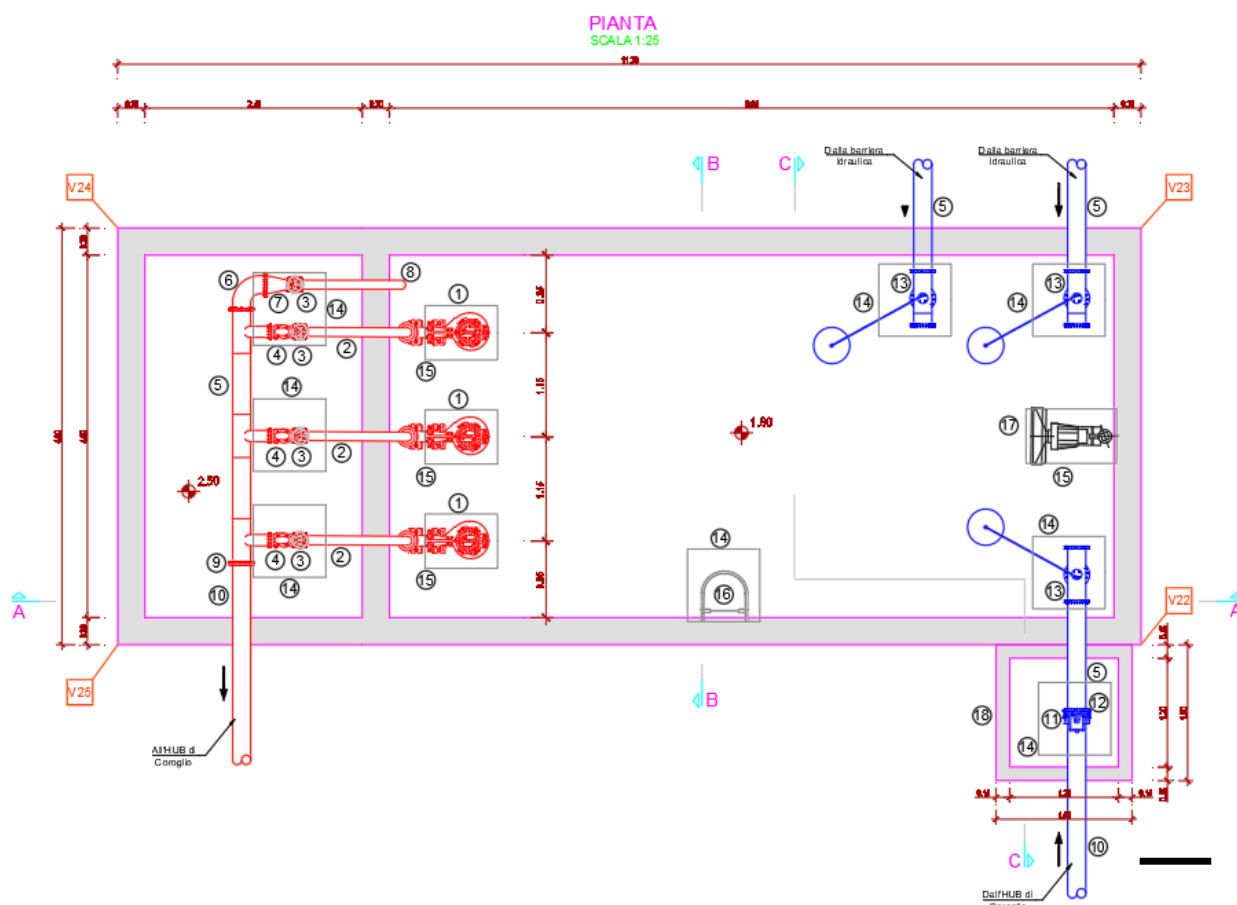


Figura 2.1 – Pianta vasca di accumulo

### 3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa di riferimento

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- Circ. Min. II.TT. 21/01/2019 n. 7, “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018”.
- Circ. Min. II.TT. 02/02/2009, n. 617 del Consiglio Superiore dei LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”.
- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI ENV 1997-3 (2002) - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito”;
- UNI ENV 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture e contenimento ed aspetti geotecnici.

#### 3.2 Documentazione progettuale di riferimento

Per la documentazione si fa riferimento agli elaborati specialistici prodotti nell’ambito di questo progetto definitivo.



#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza  $r_k$  per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo  $\gamma$ :

$$r_d = r_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le principali caratteristiche meccaniche.

##### 4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

###### **Magroni**

- Classe di resistenza:	C12/15
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione:	X0
- Classe di consistenza slump:	S3
- Contenuto minimo di cemento:	150 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.60
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM II/B-M 32.5 R

###### **Calcestruzzo per strutture di fondazione:**

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XS1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	300 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.55
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	50 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

#### Calcestruzzo per strutture in elevazione:

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XC4
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	300 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.55
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	50 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

#### 4.2 Acciaio per c.a.

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto	$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
- Rapporto	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
- Allungamento	$(A_{gt})_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 2 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 3 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio del sottovia in oggetto è XS1 E XC4; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 3 è “Aggressiva”. Con riferimento alla tabella su riportata, pertanto, il valore nominale del copriferro di progetto sarà pari a 30 mm; vanno aggiunti altri 10 mm per la tolleranza costruttiva. In via cautelativa, non prevedendo controlli di qualità estremamente efficienti in cantiere per la misura dei copriferri, questi sono stati assunti pari a **50 mm**.

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi che seguono si riporta una breve descrizione ed una sintesi delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni rinvenuti nell’area di progetto fino alle profondità di interesse. I dati alla base della caratterizzazione geotecnica e sismica sono stati ottenuti dalle indagini in situ e di laboratorio. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica redatta nel corso della presente fase progettuale.

### 5.1 Definizione delle unità geotecniche individuate

Dai dati di sondaggi sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche

#### OLOCENE-RECENTE

##### ***R - Riporti Antropici***

In superficie si individua la presenza estesa di terreni di riporto, relativi alle varie fasi urbanistiche-industriali dell’area di Bagnoli, caratterizzate da elementi tufacei eterometrici, in matrice limosa-cineritica e sparsi frammenti di elementi di origine antropica laterizi e calcestruzzo.

Lo spessore varia da 3 a 5 metri circa.

L’unica eccezione significativa è riferita al sondaggio S13 in cui fino alla profondità di 20 m si sono intercettate litologie direttamente o indirettamente riconducibili a riporti; in particolare si cita la presenza di trovanti di calcestruzzo da 14,70 a 20 m di profondità dal p.c

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 8 a 40 colpi/30cm, con locali valori  $N_{spt} > 60$  ed a rifiuto; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili e di presenza di elementi antropici grossolani (frammenti di laterizi e di calcestruzzo).

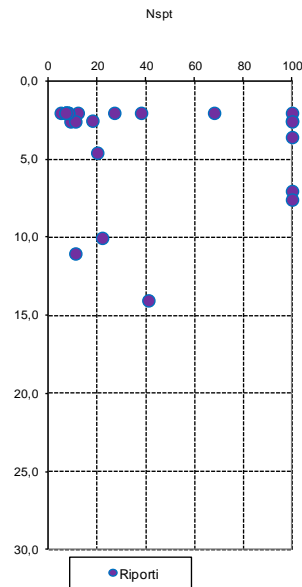


Figura 5.1 – valori penetrometrici SPT nei terreni di riporto

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici  $N_{spt} > 60$  colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa –  $D_r = 20-60\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 33-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 10-50$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-45$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione ghiaiosa-sabbiosa (80%) e frazione limo-argillosa trascurabile (15 %).

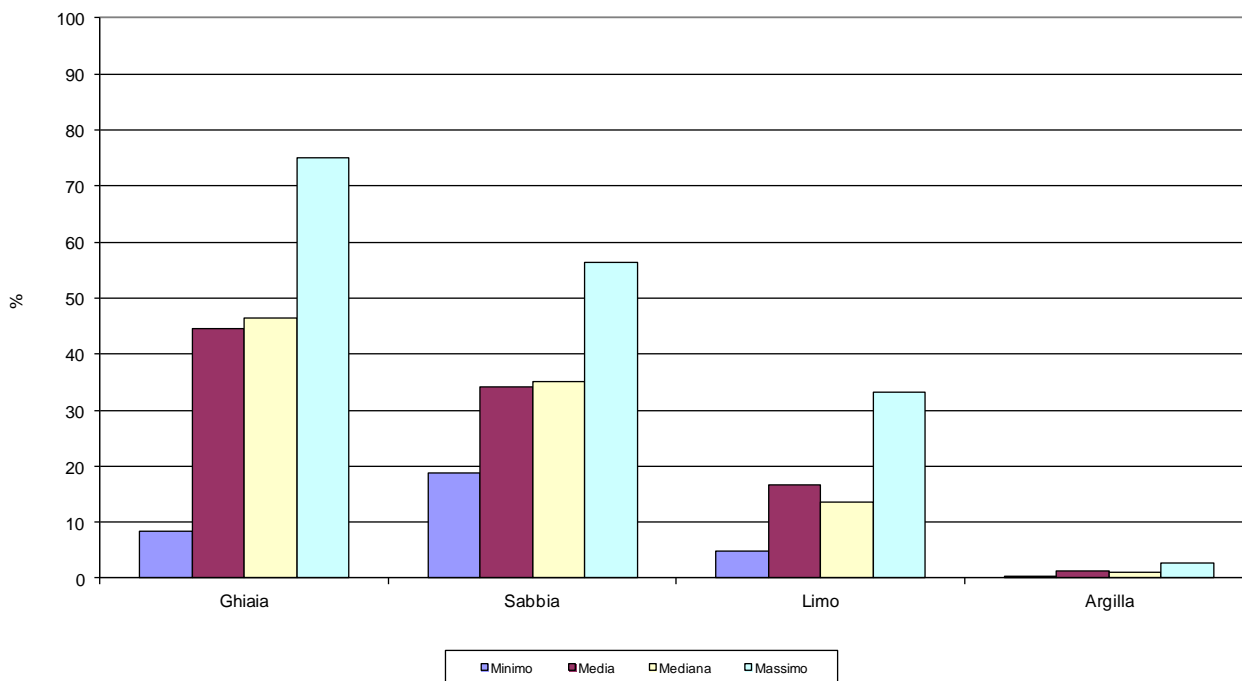


Figura 5.2 - Frazioni granulometriche nei riporti

In questa unità sono state eseguite prove di laboratorio su 9 campioni che hanno individuato valori di  $W_n = 9-32\%$ , pesi di volume  $\gamma = 11-16 \text{ kN/m}^3$  e decisamente non plastici.

Le prove di taglio diretto in corrispondenza della frazione sabbiosa hanno dato valori di  $\phi' = 34-41^\circ$  e  $c' = 8-45 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Peso di Volume - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15-16
Umidità naturale - $W_n$ (%)	24-51
Angolo di attrito - $\phi'$	33-36
Coazione drenata - $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)	10-50

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coazione nulla, con media deformabilità.

### LS – Limi sabbiosi

Inferiormente ai riporti, nella zona centrale della piana di Bagnoli, è presente un deposito limoso-sabbiosi e sabbioso-limoso di colore grigio-brunastro, con locali livelli organici.

Lo spessore varia da 3-5 metri nelle zone bordiere della piana di Bagnoli, fino a valori di circa 10-15 metri nelle zone centrali della piana ed ancora maggiori verso l’area costiera.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 2 a 40 colpi/30cm, con locali valori Nspt =40-60 colpi/30cm; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili (Figura 4.3).

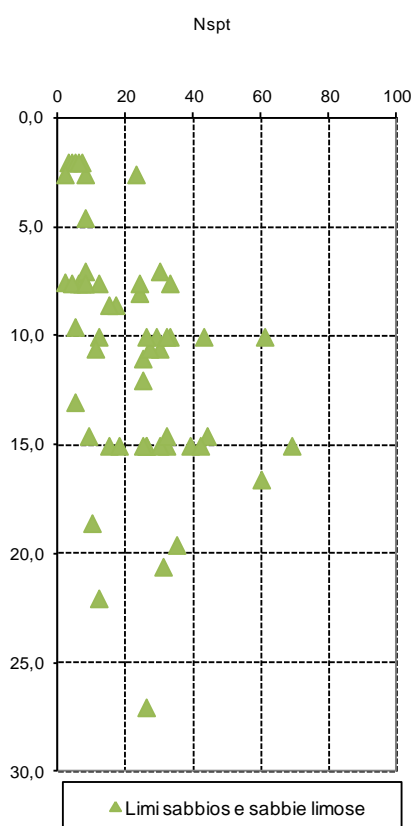


Figura 5.3 – valori penetrometrici SPT nei limi sabbiosi

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici Nspt > 40 colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa – Dr = 20-60%
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 30-35^\circ$
- Modulo di Deformazione – E' = 10-30 MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-25$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (80%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

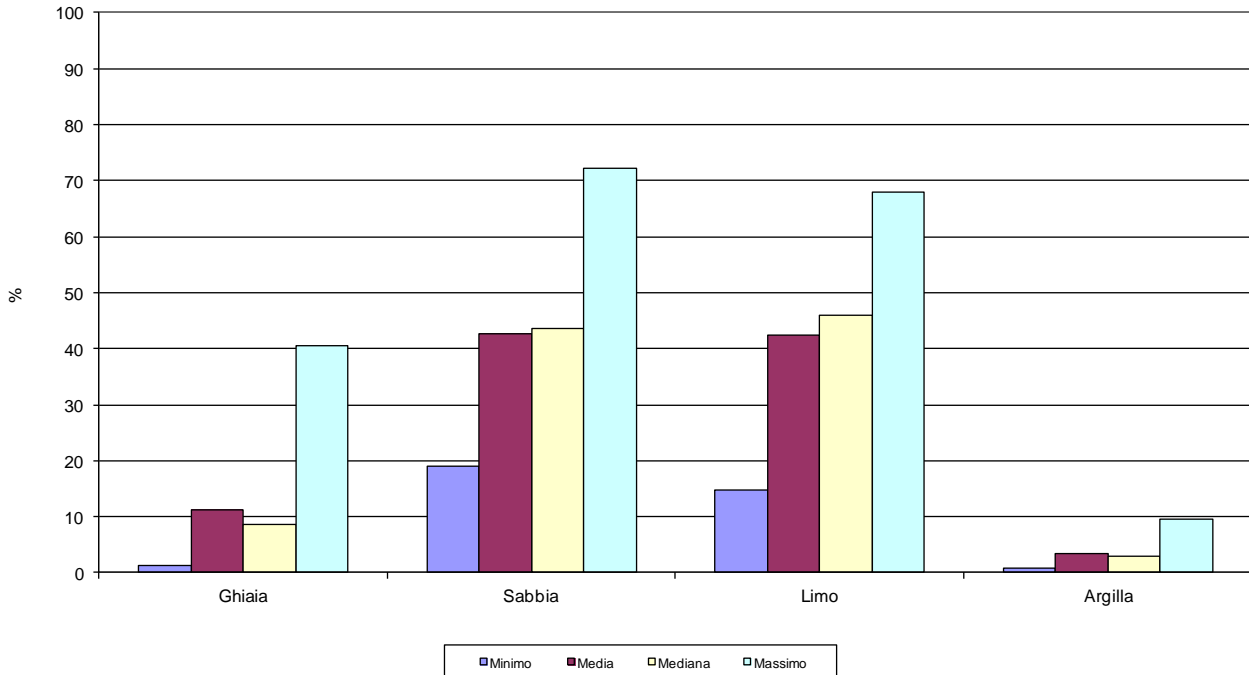


Figura 5.4 - Frazioni granulometriche nelle sabbie limose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17$  kN/m<sup>3</sup>, con Limiti di Atterberg non determinabile e plasticità nulla.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\phi' = 33-40^\circ$  e coesione variabile da 0 a 30-40 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\phi' = 23-25^\circ$  e coesione variabile da 11 a 53 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-14$  MPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-17
Angolo di attrito - $\phi'$	28-34
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0-10



Modulo di deformazione – E' (MPa)	10-30
Modulo Edometrico - Eed (MPa)	5-10

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### LST – Limi torbosi

In un settore meridionale della piana, al piede della scarpata di Posillipo ed in corrispondenza dei sondaggi S. 27 w S. 28. si è intercettata una unità limosa con abbondante contenuto torboso e con spessori significativi, al di sotto della coltre dei terreni di riporto.

Lo spessore è di circa 4-6 metri.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori molto bassi ed intorno a 5-7 colpi/30cm.

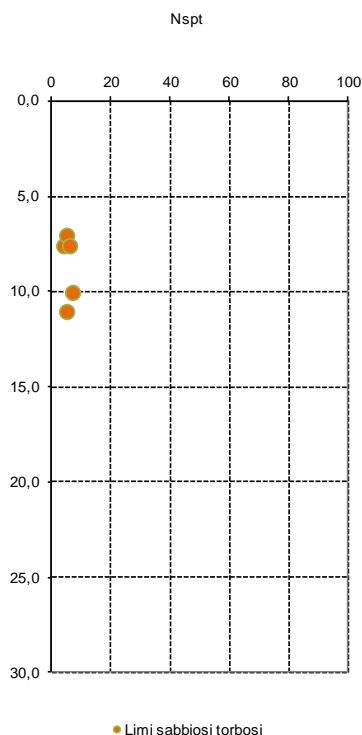


Figura 5.5– valori penetrometrici SPT nei limi torbosi (S 27, S28).

Da tali si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale (data la prevalenza della frazione limosa e sabbiosa, con argilla trascurabile).

- Densità Relativa –  $D_r = 20-30\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 28-30^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 8-12 \text{ MPa}$

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (85-90%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

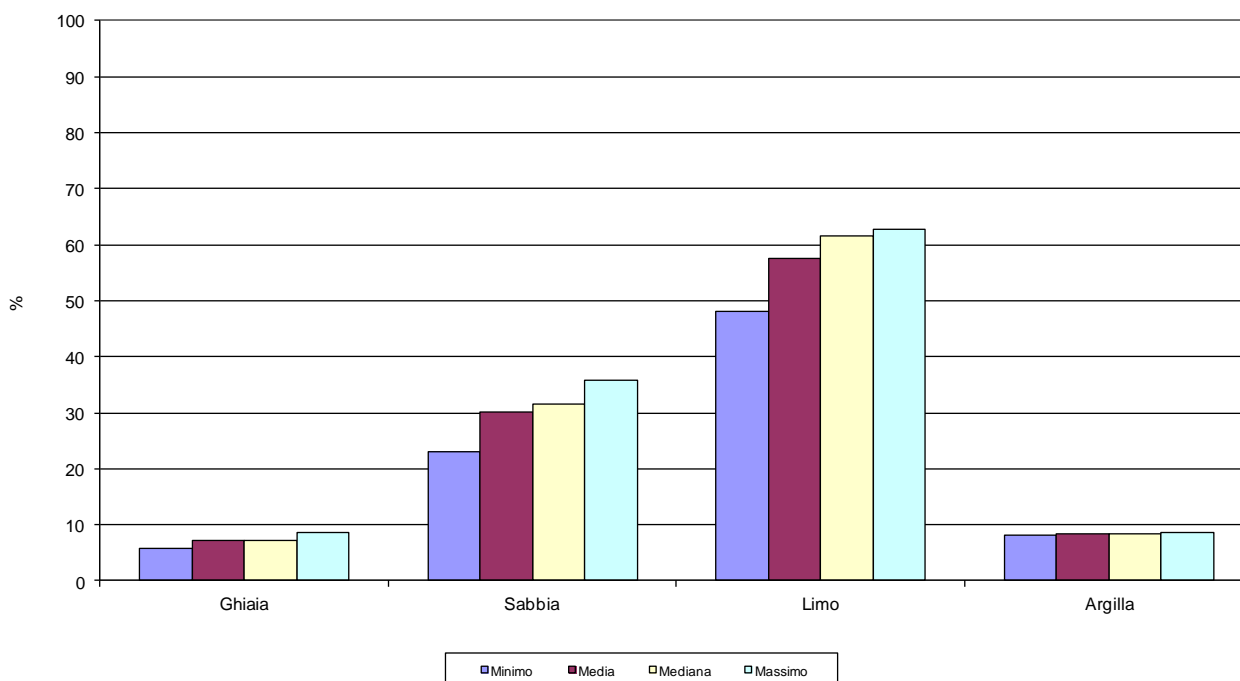


Figura 5.6 - Frazioni granulometriche nei limi torbosi

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 13-16 \text{ kN/m}^3$ , Limite Liquido  $LL = 31-63 \%$ , Indice Plastico  $IP = 7-41$ , Indice di Consistenza  $I_c$  negativo ( $I_c = -1,3$ ), segno di presenza locale di umidità superiore al Limite Liquido.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine costituite da prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\varphi' = 25-26^\circ$  e coesione variabile da 6 a 14 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-3 \text{ MPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Peso di Volume - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13-15
Angolo di attrito - $\phi'$	24-28
Coesione drenata – $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	0-10
Modulo di deformazione – $E'$ (MPa)	8-12
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	2-3

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### **SG – Sabbie limose-ghiaiose**

Inferiormente ai limi sabbiosi sopra descritti, si passa a depositi con maggiore presenza sabbiosa grossolana e ghiaiosa, di colore marrone.

Questa unità è stata intercettata sino alle massime profondità di esecuzione dei sondaggi geognostici (30 m) ed è stratigraficamente sovrastante il substrato tufaceo.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 25-60 colpi/30cm.

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della resistenza al taglio e dei parametri di deformabilità, con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale:

- Densità Relativa –  $D_r$  = 50-90%
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 35-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 25-35$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 10-50$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e ghiaiosa (80-85%), con frazione limosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

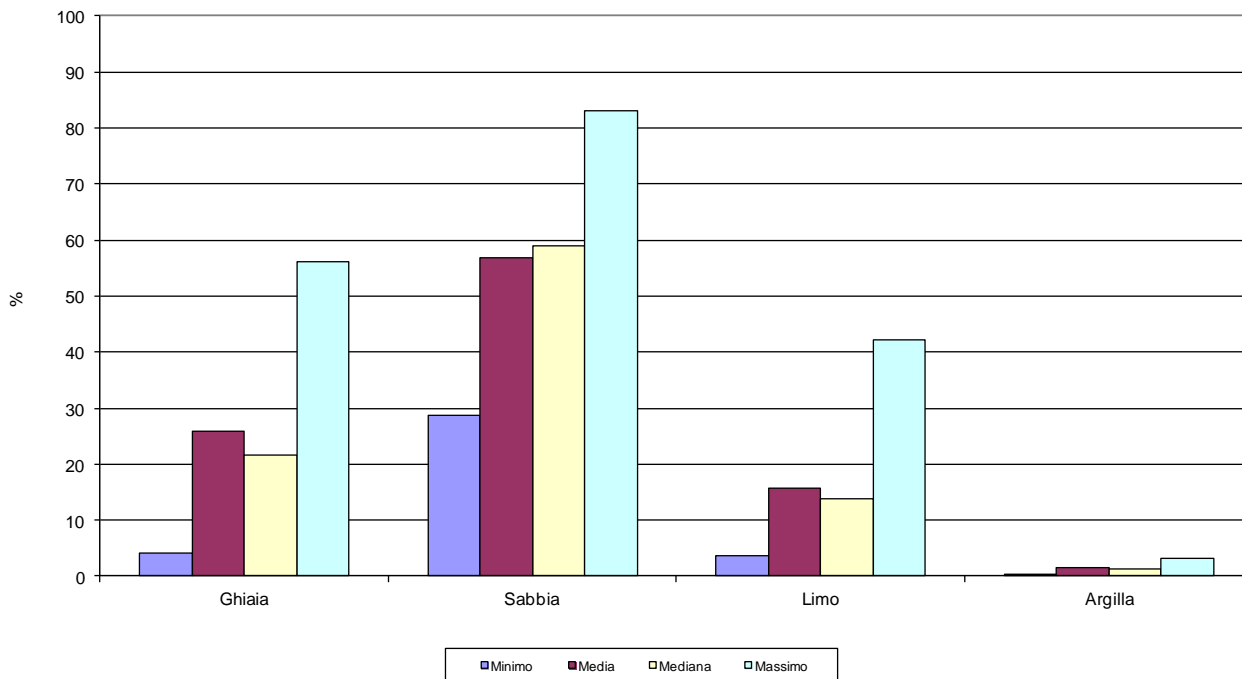


Figura 5.7 - Frazioni granulometriche nelle sabbie ghiaiose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-18 \text{ kN/m}^3$  e Limiti di Atterberg non determinabili per assenza di plasticità.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche di Taglio Diretto, da cui emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\varphi' = 34-42^\circ$  e  $C' = 0-48 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15-18
Angolo di attrito - $\varphi'$	35-38
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)	20-30

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coesione nulla, con medio-bassa deformabilità.

### **ATN – Piroclastiti**

Piroclastiti costituite prevalentemente da pomici e cineriti di colore grigiastro e riferibili a più fasi eruttive ed afferenti all’unità dei Litosoma Astroni (ATN).

Questa unità affiora nelle zone settentrionali ed orientali della piana di Bagnoli, con presenza degli abitati di Bagnoli e di Cavalleggeri.

Nell’ambito della piana in esame è stata intercettata dai sondaggi nei settori settentrionali e meridionali della piana di Bagnoli a profondità di circa 9-10 m dal p.c. e con profondità che aumenta sino a profondità maggiori 30 m nelle zone centrali della piana e verso la costa.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 16 a 60 colpi/30cm,

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della coesione non drenata e del Modulo Edometrico, con riferimento a comportamento geomeccanico coesivo, considerando la presenza prevalente della matrice cineritica-lapillosa:

- Coesione non drenata –  $C_u = 100-400$  kPa
- Modulo Edometrico –  $E_{ed} = 10-20$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20}$  superiori a 50 colpi/20cm o a rifiuto, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (75%), con frazione ghiaiosa subordinata (20 %) e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

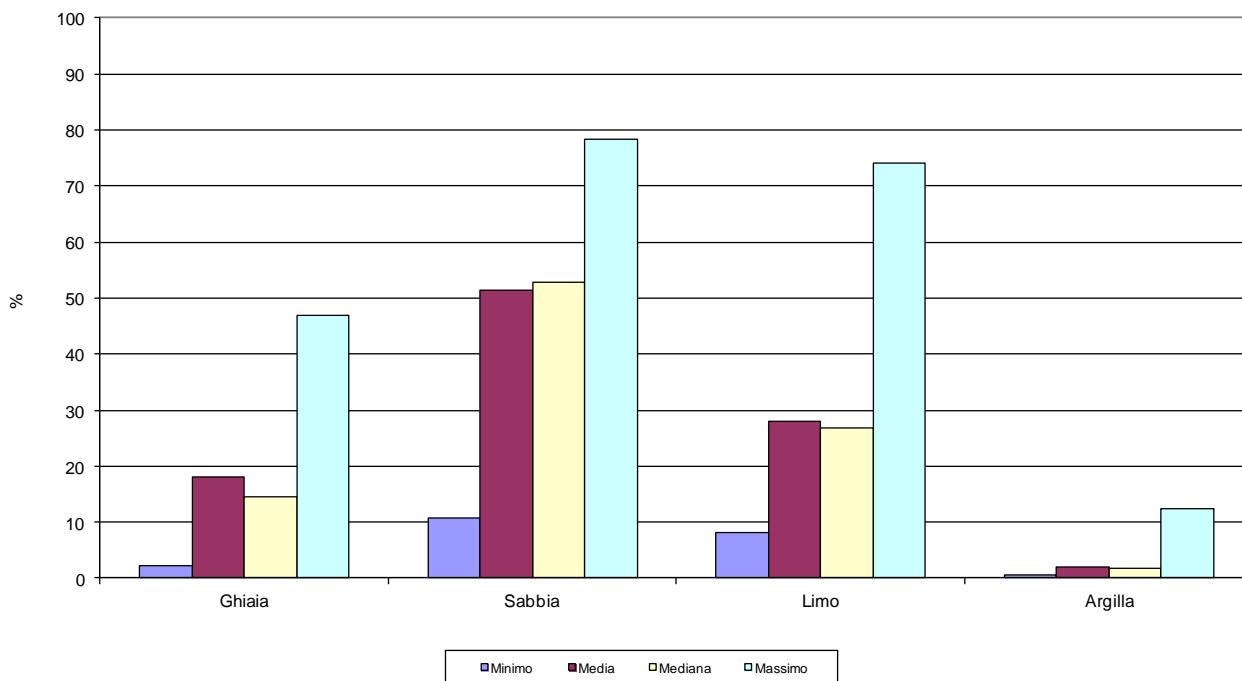


Figura 5.8 - Frazioni granulometriche nelle piroclastici

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17 \text{ kN/m}^3$ , e Limiti di Atterberg prevalentemente non determinabili per assenza di plasticità; soltanto in 2 campioni si evidenziano valori di LL = 31-40% e IP = 5-6.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\varphi' = 33-43$  e coesione variabile da 0 a 58 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\varphi' = 24-45^\circ$  e coesione variabile da 1 a 26 kPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo, con criterio a breve ed a lungo termiche.

Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-17
Angolo di attrito - $\varphi^\circ$	28-33
Coesione drenata - $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	10-30
Coesione non drenata - $C_u$ (kPa)	100-400
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	10-20

Il comportamento geomeccanico è congiuntamente coesivo e frizionale, con bassa deformabilità.

## 5.2 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto e sezione presa come riferimento

Sulla base dell’analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

litotipo	Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito - $\phi$ (°)	Coesione drenata – C' (kPa) (stimato da SPT)	Coesione non drenata – Cu (kPa)	Modulo Edometrico – Eed (MPa)	Modulo di deformazione – E' (MPa)
R - Riporti Antropici	15-16	33-36	0			20-50
LS – Limi sabbiosi	13-15	28-34	0-10		5-10	20-30
LST – Limi torbosi	13-15	24-28	0-10		2-3	20-25
SG – Sabbie limose- ghiaiose	15-18	35-38	0			40-70
ATN – Piroclastiti	12-17	26-30	10-30	100-400	10-20	

Tabella 5.1: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità individuate

Con riferimento al profilo geotecnico Sez. Nord-Sud, riportato di seguito, è stata la sezione stratigrafica compresa tra i sondaggi S35-S13. L’unità stratigrafica è interessata dai Riporti antropici.

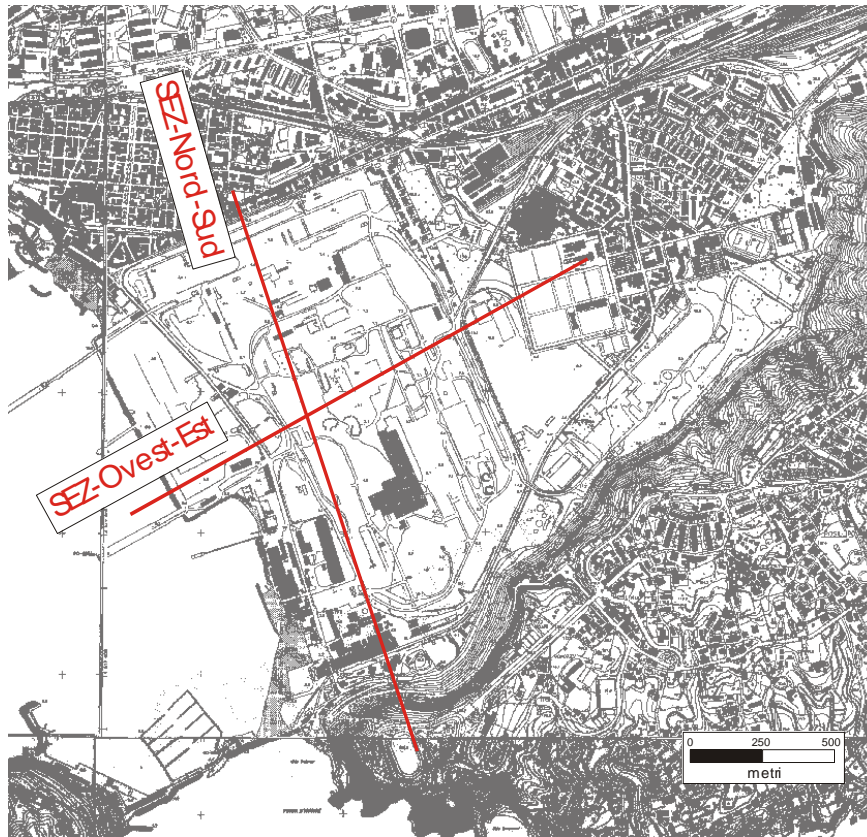


Figura 5.9 - Traccia delle sezioni geologiche generali



## SEZIONE GENERALE NORD-SUD

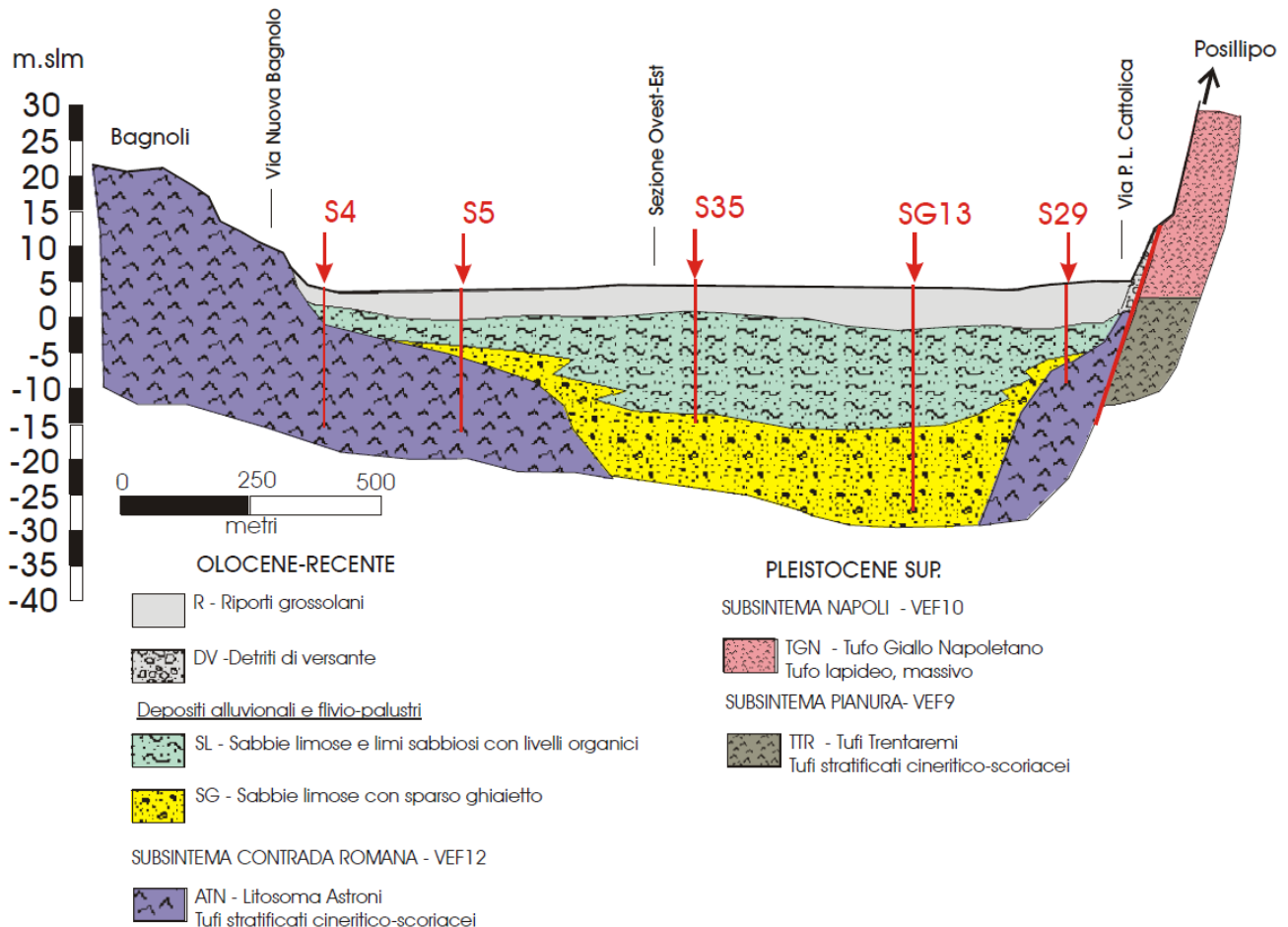


Figura 5.10 - Sezione geologica generale Nord-Sud

### 5.3 Falda e permeabilità delle unità geotecniche

Bagnoli-Fuorigrotta è caratterizzata dalla presenza di una falda idrica con quote di poco superiori al livello marino e che pertanto a profondità di pochi metri dal piano campagna, con gradiente che dai settori est drena verso la costa.

Nell'ambito della variabilità stagionale e storica delle quote piezometriche si riscontrano localmente livelli piezometriche con variabilità intorno a 0,3-0,8 m slm (circa alla profondità media di 3.5-4.0 m dal p.c.)

Si sottolinea che le misure piezometriche eseguite il 7 novembre 2022 hanno localmente rilevato una piezometrica di circa 0,3 m slm.

Dal punto di vista della permeabilità sono disponibili nell'ambito dei limi sabbiosi alcune prove Lefranc che rilevano una permeabilità intorno a  $3 \cdot 10^{-5}$  e  $1 \cdot 10^{-6}$  m/sec.

Data - rilievo	livello – m slm variazioni	livello – m slm valore di riferimento
2008 – De Vivo	circa 1,0	0,8
2019 – App Spec. 3	0,6-0,8	0,8
2020 – invitalia - luglio	0,6-0,8	0,7
2020 - invitalia -febbraio	0,8-1,0	0,9
2020 - invitalia -novembre	circa 0,5	0,5
2021 – invitalia -aprile	0,8-1,0	0,9
2022 – 7 novembre rilievo piezometri (pregressi e attuali)	0,2-0,5	0,3

Tabella 5.2: valori di permeabilità delle unità geotecniche

Nel caso in esame, essendo in prossimità del livello del mare, la falda è stata considerata, cautelativamente, coincidente con il p.c.

## 6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 6.1 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 6.2 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.4.1 delle NTC2018 la vita nominale  $V_N$  può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 4.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita Nominale minima [ $V_N$ ]
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 4 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

Tenendo conto delle indicazioni precedenti, per l’opera in oggetto è stata assunta una Vita nominale pari a  $V_N = 50$  anni.

### 6.3 Classe d’uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d’uso e quindi delle conseguenze di un’interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d’uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U$ .

Facendo riferimento al punto 2.4.2 delle NTC2018 per l’opera in oggetto la classe d’uso a cui far riferimento sarà  $C = III$ , a cui corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U = 1.5$ .

### 6.4 Periodo di riferimento per l’azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento  $V_R$  da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

### 6.5 Tempo di ritorno dell’evento sismico

Fissato il periodo di riferimento  $V_R$  e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella), è possibile stimare il periodo di ritorno dell’azione sismica  $T_R$  attraverso l’espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio ( $P_{VR}$ )	Stati limite ultimi ( $P_{VR}$ )
SLO – Stato limite di operatività (81%)	SLV – Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD – Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tab. 5 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento  $P_{VR}$

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell’evento sismico:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

### 6.6 Accelerazione massima su suolo roccioso

Inoltre, l'allegato A di tali Norme prevede che l'azione sismica di riferimento per la progettazione venga definita sulla base di analisi probabilistiche di pericolosità sismica con riferimento ad un reticolo di nodi (INGV – Progetto S1, 2004-2006) caratterizzati da definiti parametri (a(g), Fo, TC\*).

L’area sede del progetto in esame è individuata dalle seguenti coordinate (ED50):

	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>Ubicazione – zona centrale piana di Bagnoli</b>	14,177424	40,808982

L’area in esame è localizzata all’interno dei seguenti nodi con relative coordinate:

<b>NODO</b>	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>33199</b>	14,151	40,833
<b>33200</b>	14,217	40,833
<b>33421</b>	14,15	40,783
<b>33422</b>	14,216	40,783

Di seguito si riporta la localizzazione del sito e dei nodi di riferimento, con riferimento ad una Probabilità di Superamento in 50 anni del 63% e Percentile del 50% .

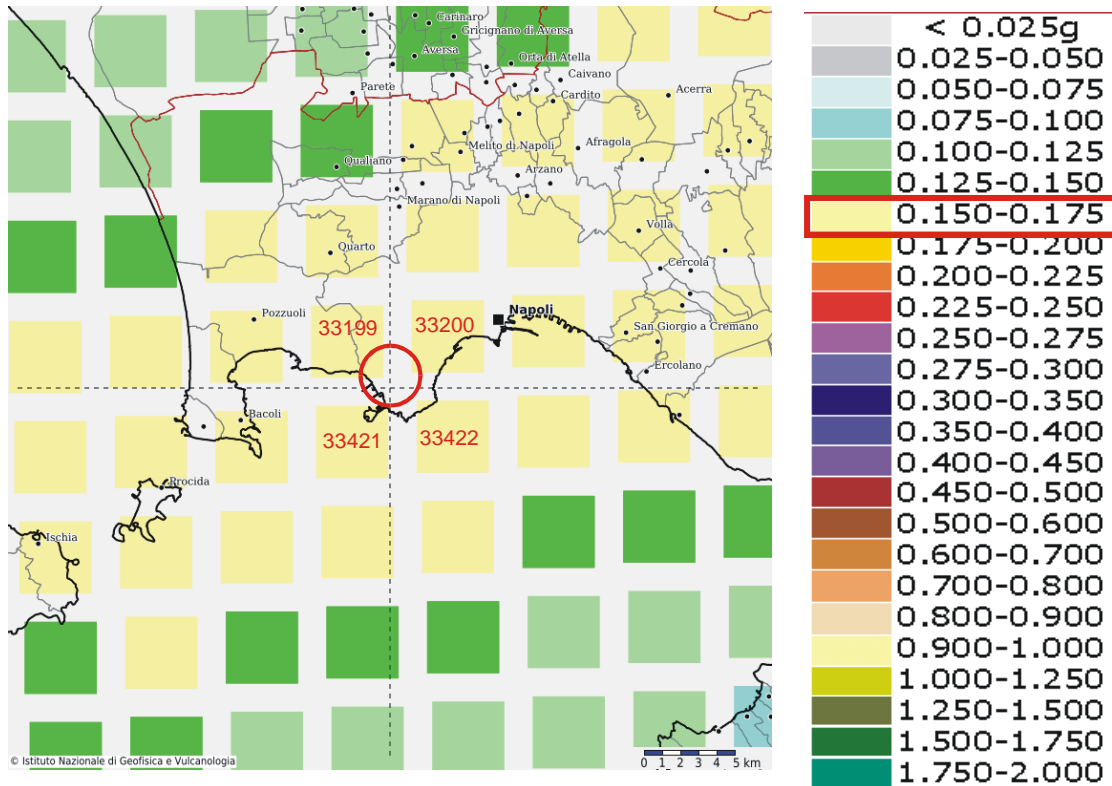


Figura 6.1 - localizzazione del sito e dei nodi di riferimento (valori di  $a(g) = 0,05-0,1$  riferite ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni)

In particolare, il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l’entità dell’accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [ $F_0$  e  $T^*c$ ]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

$a_g$  = accelerazione massima suolo tipo A nel sito;

$a_{g,i}$  = accelerazione massima suolo tipo A nell’i-esimo punto;

$d_i$  = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (cfr. Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al  $V_R$ , ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento

$P_{VR}$  fissate in progetto, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g, F_o, T^*_c$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l’espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- $p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

I valori dei parametri  $a_g, F_o, T^*_c$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell’ALLEGATO B delle NTC2018; in particolare per le opere del tratto in esame, come riportato nelle tabelle 6.3 e 6.4 della relazione sismica per i diversi stati limite, si ha:

STATO LIMITE		PVR (%)	TR (anni)	a(g)	Fo	TC*
Stati Limite di Esercizio	SLO	81	45	0,055	2,328	0,304
	SLD	63	75	0,072	2,317	0,321
Stati Limite Ultimi	SLV	10	712	0,191	2,384	0,331
	SLC	5	1462	0,240	2,471	0,334

## 6.7 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- Parametro  $S_S$ : Effetti stratigrafici;
- Parametro  $S_T$ : Effetti topografici.

### 6.7.1 Effetti stratigrafici

Per la valutazione dell’amplificazione stratigrafica le norme sismiche suddividono i diversi terreni in 5 Categorie di Sottosuolo, in relazione alla risposta sismica locale, come qui di seguito riportato:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie</i>

	terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Sono state eseguite n. 13 prove Down-Hole, dalle quali non emerge la presenza di un bed-rock entro i primi 20 m e pertanto la categoria di sottosuolo è calcolata con il valore Vs20.

Dall’ indagine geofisica emerge che in 11 prove sono risultati valori di Vs30 = 374-503 m/sec (Categoria di Sottosuolo B), mentre in una sola prova è risultato un valore di Vs30 = 308 m/sec (Categoria di Sottosuolo C).

In Figura è riportato l’andamento delle onde di taglio della prova Down-Hole con valore minimo di  $V_{s,30} = 374$  relativa al sondaggio S27 (Categoria di Sottosuolo B) e l’andamento della Down-Hole con valore  $V_{s,30} = 308$  m/sec relativa al sondaggio S21 (Categoria di sottosuolo C).



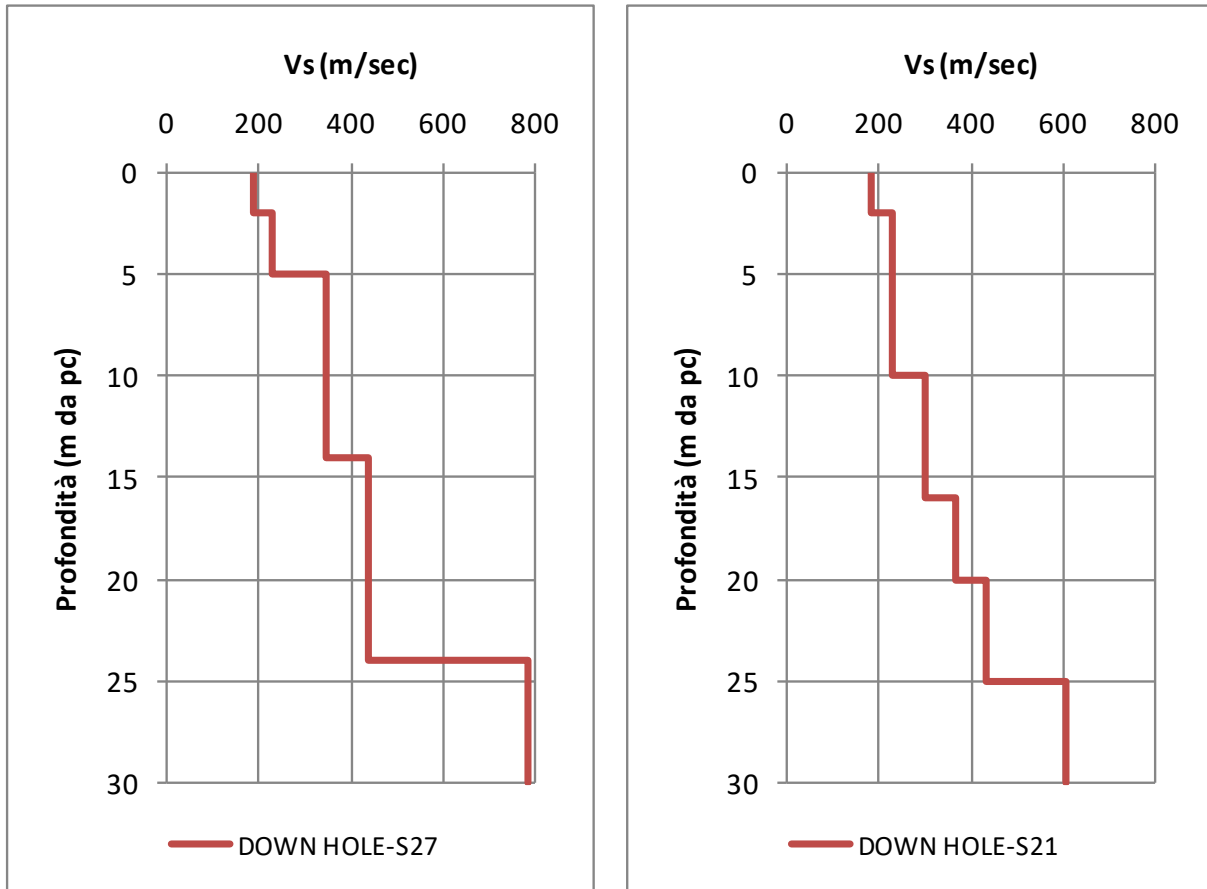


Figura 6.2 - Andamento delle Vs della Down-Hole S27 (Categoria di Sottosuolo B) e della Down-Hole S21 (Categoria di Sottosuolo C).

Poiché i valori ottenuti di Vs30 relativi alla Categoria di Sottosuolo B, sono in gran parte prossimi al limite di passaggio alla Categoria di Sottosuolo C, si assume cautelativamente per tutta l'area di progetto una categoria di Sottosuolo C.

Categoria di suolo tipo C

- $S_s = 1.46$

### 6.7.2 Effetti topografici

In base alla situazione topografica le norme vigenti individuano 4 condizioni con relativi valori del Coefficiente di Amplificazione Topografica  $S_T$ :

CATEGORIA TOPOGRAFICA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA	COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA - $S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con	1,0

	inclinazione media $i < 15^\circ$	
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $i > 30^\circ$	1,4

Nel caso in esame sono presenti morfologie generali con blandi versanti e pendenze intorno a  $10-12^\circ$  ( $i < 15^\circ$ ) e pertanto si può assumere una Categoria Topografica T1

- Categoria: T1
- $S_T = 1.0$

## 6.8 Parametri sismici di calcolo

L'accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_{max}$ ) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato ( $a_g$ ) e dei fattori di amplificazione ( $S_S$  ed  $S_T$ ).

Si ottiene pertanto:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Parametri sismici ( $V_R = 100$  anni)

- $a_g/g = 0.191$
- $F_0 = 2.384$
- $T_c^* = 0.331$  s
- $S_S = 1.43$
- $C_c = 1.51$
- $S_T = 1.00$
- $a_{max}/g = 0.273$

## 7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche.

### 7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo *semiprobabilistico agli stati limite* basati sull’impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra *Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio*.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli *stati limite ultimi* di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ . Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell’effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{M_i}$  e  $\gamma_{F_j} = \gamma_{E_j}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all’azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all’affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R1

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un’unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell’insieme terreno-struttura;

- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_n$ .

Nell’ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell’ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto sono i seguenti:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..).

## 8. CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

Di seguito si fornisce una descrizione generale dei criteri di modellazione adottati. I metodi di calcolo utilizzati e i relativi programmi di calcolo sono stati largamente utilizzati parallelamente e precedentemente al presente progetto e si ritiene pertanto che la pratica progettuale fornisca di per sé una approfondita e completa validazione degli stessi.

### 8.1 Metodologia di calcolo per le strutture interne

Le analisi numeriche per la valutazione degli effetti delle azioni sugli elementi strutturali delle strutture interne sono state effettuate tramite il codice di calcolo SAP2000 v.14 distribuito da CSI, Berkeley (USA). Nei paragrafi a seguire viene illustrata una breve descrizione del programma.

Si tratta di un software strutturale agli elementi finiti distribuito da “Computers and Structures inc.”. Il programma consente di calcolare le sollecitazioni agenti sulle strutture comunque caricate; tutti i dati, inclusi i risultati, possono essere poi elaborati tramite esportazione in forma tabellare.

Per l’analisi delle strutture mediante suddetto software occorre definire:

1. lo schema statico che numericamente definisce la geometria, le proprietà, i carichi e i parametri di analisi per la struttura;
2. eseguire un’analisi del modello (statica o sismica pseudo-statica o modale)
3. analizzare i risultati delle analisi;

Il processo sopra descritto è di tipo iterativo che può coinvolgere diversi cicli della sequenza descritta. Lo step più importante nella creazione del modello include la definizione dei materiali, del tipo di elementi e della geometria. Ogni materiale ha il suo sistema di coordinate locali impiegate per definire le proprietà elastiche e termiche; gli assi del sistema locale del materiale sono denotati come assi 1, 2 e 3. Per definizione, il sistema di coordinate del materiale è allineato con il sistema di coordinate locale del singolo elemento.

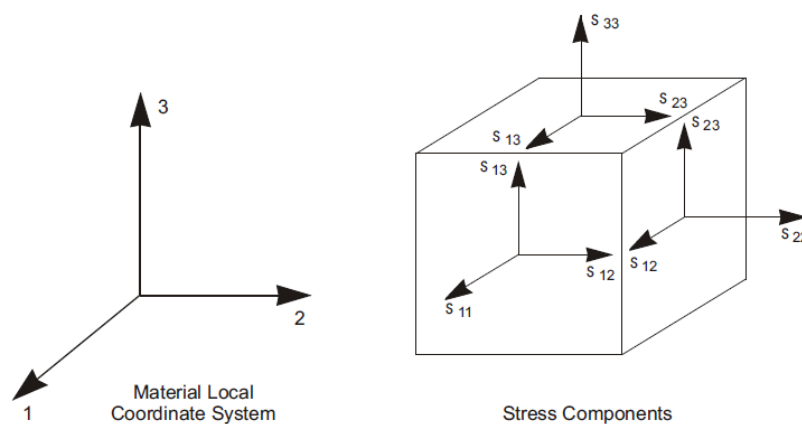


Fig. 6: Planimetria generale e inquadramento dell’ opera

Gli elementi maggiormente impiegati nel progetto delle opere civili sono gli elementi beam e gli elementi shell.

Gli elementi *frame* sono estremamente versatili e possono essere impiegati per modellare travi, colonne, vincoli e puntoni nelle analisi piane e tridimensionali. L’elemento frame usa una formulazione generica tridimensionale che include gli effetti di flessione biassiale, torsione, deformazione assiale e deformazione biassiale per taglio. Un elemento frame è modellato con una linea continua che connette due punti, la variazione della rigidezza flessionale o può essere lineare, parabolica o cubica sulla lunghezza dell’elemento; le proprietà assiali, di taglio, flessionali e di peso possono variare linearmente in ogni segmento.

Una frame section è un insieme di proprietà di materiali e geometriche che descrivono la sezione trasversale di uno o più elementi frames.

Le proprietà della sezione possono essere di due tipi:

- prismatiche – tutte le proprietà sono costanti sulla lunghezza dell’elemento
- non prismatiche – le proprietà possono cambiare sulla lunghezza dell’elemento.

Le strutture che possono essere modellate con questo tipo di elemento includono:

- frames bi e tridimensionali
- puntoni bi e tridimensionali
- griglie piane.

Gli elementi *shell* sono invece elementi areali impiegati per modellare un comportamento a membrana, a piastra o a guscio nelle strutture piane e tridimensionali.

Il materiale che costituisce la shell può essere omogeneo o “stratificato” lungo lo spessore. L’elemento shell è governato da una formulazione a 3 o 4 nodi che combina i comportamenti flessionali a membrana e a piastra.

Ciascun elemento shell ha il proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà dei materiali, dei carichi e per interpretare i risultati.

Sono consentiti anche proprietà dei materiali ortotropiche e dipendenti dalla temperatura. Gli elementi shell possono essere caricati da carichi gravitativi e/o uniformi in qualunque direzione, da pressioni di superficie sulle facce superiore, inferiore o laterali, e da carichi dovuti a variazioni di deformata o di temperatura.

La formula di integrazione utilizzata per la rigidità dell’elemento shell è a 4 nodi.

Lo stato tensionale e le forze e momenti interni sono calcolate 2-a-2 nei punti di integrazione di Gauss ed estrapolati ai nodi dell’elemento.

### 8.1.1 Definizione dei percorsi e dei casi di carico

Un percorso di carico è una specifica distribuzione di forze, spostamenti, temperature ed altri fattori che agisce sulla struttura. Un percorso di carico, per generare un effetto, deve essere applicato nei casi di carico. Un caso di carico definisce come i carichi vengono applicati alla struttura (ad esempio se in modo statico o dinamico), come risponde la struttura (ad esempio se in modo lineare o non lineare) e in che modo deve essere fatta l’analisi.

Un caso di carico definisce quanto carico deve essere applicato alla struttura e come la risposta della struttura debba essere calcolata.



## 9. CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per la verifica delle sezioni in conglomerato armato è stato utilizzato il codice di calcolo RC-SEC. Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l’acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 9.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 9.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglienti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il taglio resistente nelle sezioni in c.a. è stato calcolato considerando il caso di elementi senza armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi senza armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza di}$$

calcolo dell’elemento privo di armatura a taglio

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm;}$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd}+d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} ;$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} ;$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 9.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel §4.1.2.2 del D.M. 17-01-20. Sono stati considerati:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di deformazione.

#### Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando:

- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.
- $\sigma_{s,max} = 0.70 f_{yk}$  per combinazione caratteristica

#### Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 7 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 8 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento  $w_1$  per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

- $w_1 = 0.20 \text{ mm}$

#### Stato limite di deformazione

Le verifiche di deformazione si effettuano considerando la freccia massima della soletta superiore sotto l’azione dei carichi mobili e nella combinazione rara.

In particolare, per gli spostamenti verticali della soletta superiore si hanno i seguenti valori limite:

- $\delta = L/500$

## 10. ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE

### 10.1 Analisi dei carichi

Relativamente alla sezione stratigrafica considerata, si riporta nel seguito l’analisi dei carichi considerata nel calcolo delle sollecitazioni sulle strutture. Tutti i carichi elementari agenti sulla struttura, sono stati valutati nell’ambito del metodo degli Stati Limite, pertanto i loro valori sono da assumersi quali caratteristici. Nel successivo capitolo, relativo alle Combinazioni di Carico, vengono illustrati i vari coefficienti parziali di sicurezza che conducono ai valori di calcolo delle azioni.

#### 10.1.1 Permanenti strutturali

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e sono valutati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria del problema e dai pesi specifici dei materiali.

#### Pesi propri

Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_c$	=	25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
---------------------------------	------------	---	-------	----------------------

Il peso dei differenti elementi strutturali riguarda:

- soletta di fondazione;
- setti verticali;
- soletta di copertura.

#### 10.1.2 Permanenti non strutturali

Relativamente al manufatto in esame non è stato considerato nessun sovraccarico sulla soletta di copertura.

#### 10.1.3 Spinta statica del terreno

L’entità della spinta del terreno sull’opera è determinata a partire dalla condizione di spinta a riposo.

$$k_{0,A} = 1 - \sin \phi = 0.427$$

#### 10.1.4 Spinta dell’acqua

Sulle pareti esterne della vasca si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza della falda al p.c. Sulla platea di fondazione è stata considerata una sottospinta idraulica pari a  $\gamma_w \cdot h_w$ .

Sulle pareti interne di rivestimento si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza dall’acqua all’interno delle vasche. Si considera un peso dell’unità di volume dell’acqua pari a  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

### 10.1.5 Sovraccarico accidentale da traffico stradale

Sulla soletta di copertura e sulle pareti laterali del manufatto si considera un sovraccarico accidentale da traffico stradale, applicato come carico uniformemente distribuito, pari a 20 kPa.

### 10.1.6 Azione del sisma

Coerentemente con la modalità di analisi sismica pseudostatica adottata, sono stati determinati i coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$  che moltiplicati per le forze di gravità agenti sull’opera rappresentano le forze statiche equivalenti a quelle sismiche. A tale scopo si è fatto riferimento a quanto riportato nel §7.11.6.2.1 nel caso delle opere di sostegno, utilizzando le seguenti equazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $a_{\max} = S \cdot a_g$  Accelerazione massima di riferimento del sito;
- $\beta_m = 1$  coefficiente funzione della categoria del sottosuolo, unitario nel caso di strutture che non siano in grado subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Nel caso in esame, data la tipologia di opera, si è assunto un coefficiente  $\beta_m$  unitario e si ha:

- $k_h = 0.273$
- $k_v = 0.137$

### 10.1.7 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull’intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad  $H/2$ .

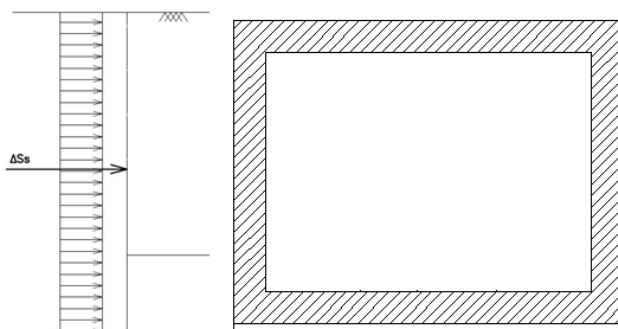


Figura 10.1 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica del terreno

## 10.2 Condizioni di carico elementari

Si riportano di seguito l’elenco dei carichi elementari considerati e alcuni esempi dove si esplicitano le modalità di applicazione nel modello SAP analizzato. Negli schemi con carichi unitario il valore di progetto del carico è stato applicato come moltiplicatore nella schermata “Load Case” già comprensivo dei coefficienti parziali di sicurezza sui materiali e dei coefficienti di combinazione dei carichi.

n.	Condizioni	Azione	Tipo	Sigla
1	Statiche	peso proprio	P	g1
2	Statiche	spinta terreno	P	g1
3	Statiche	peso rinterro	P	g2
4	Statiche	spinta idrostatica	P	u
5	Statiche	stradale	V	q
6	Sismiche	spinta idrodinamica	S	udin
7	Sismiche	inerzia orizzontale	S	lhz
8	Sismiche	inerzia verticale	S	lvz
9	Sismiche	Wood	S	Wood

Tabella 10.1 - condizioni elementari di carico



Figura 10.2 - condizione di carico g1 – spinta del terreno

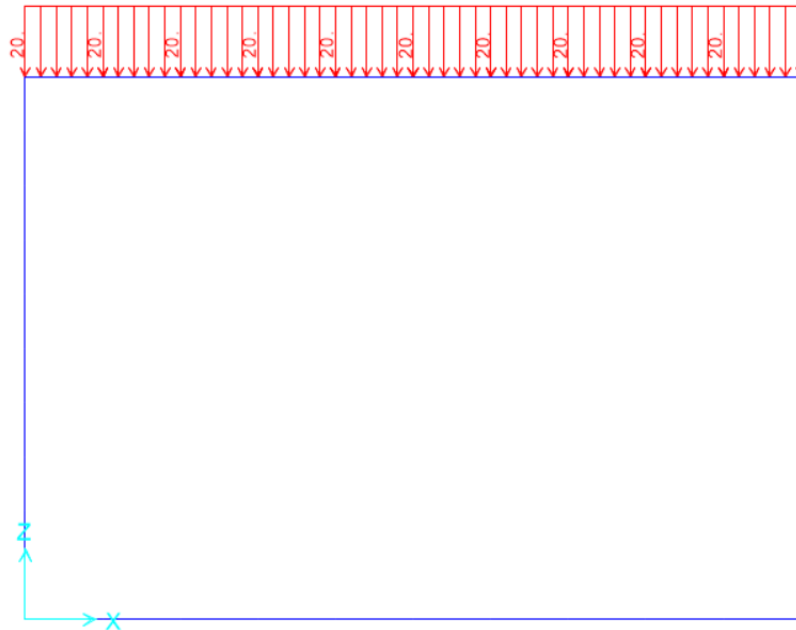


Figura 10.3 - condizione di carico  $q$  – sovraccarico stradale



Figura 10.4 - condizione di carico  $q$  – spinta da sovraccarico



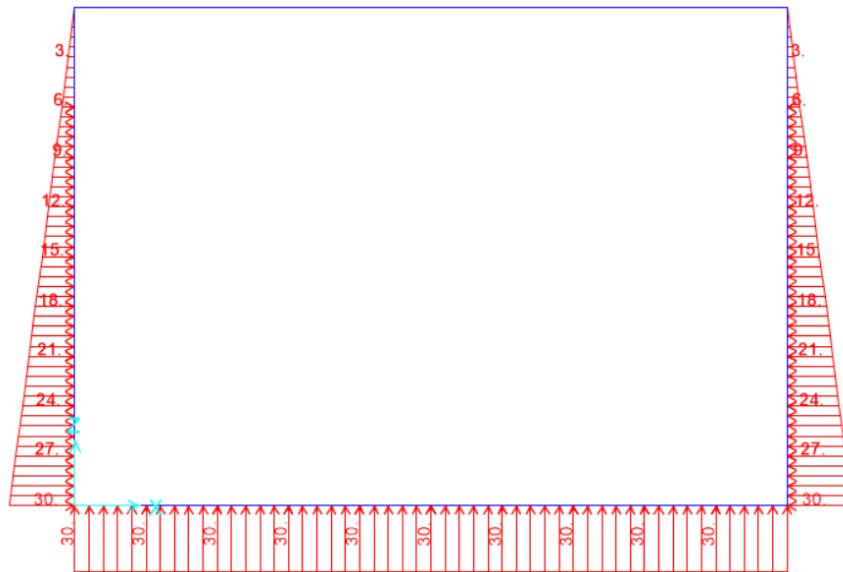


Figura 10.5 - condizione di carico P – spinta idrostatica esterna

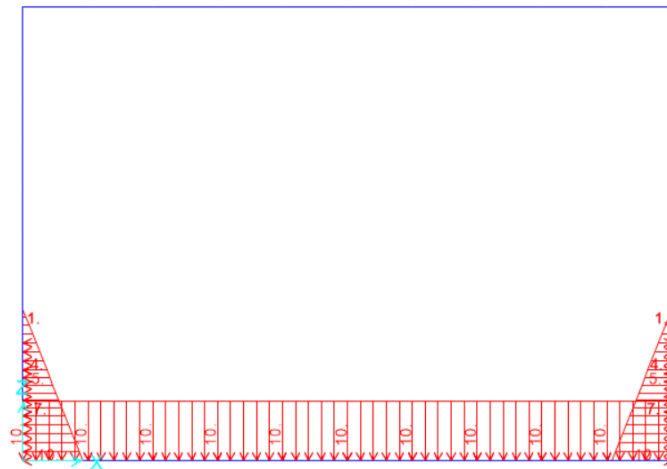


Figura 10.6 - condizione di carico P – spinta idrostatica interna



Figura 10.7 - condizione di carico Wood – sovraspinta sismica del terreno



Figura 10.8 - condizione di carico S – spinta idrodinamica

### 10.3 Combinazioni dei carichi

Nelle tabelle seguenti si riportano le combinazioni di carico adottate nell’analisi per i vari stati limite considerati.

SLU 1  $\gamma_{G1} * DEAD + \gamma_{G1} * SP\_T\_SX + \gamma_{G1} * SP\_T\_DX + \gamma_{Q1} * Q\_traff + \gamma_{Q1} * Q\_falda$

SLU 2  $\gamma_{G1} * DEAD + \gamma_{G1} * SP\_T\_SX + \gamma_{G1} * SP\_T\_DX + \gamma_{Q1} * Q\_traff + \gamma_{Q1} * Q\_falda + \gamma_{Q1} * Q\_v\_SX$

SLV 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + * Q_{falda}$
SLV 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLV 3	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLV 4	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE RARA 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE RARA 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE FREQ 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE FREQ 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE QP1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE QP2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
INV. SLU	SLU 1 + SLU 2
INV. SLV	SLV 1 + SLV 2 + SLV 3 + SLV 4
INV. SLE	SLE 1 + SLE 2 + SLE 3 + SLE 4 + SLE 5 + SLE 6

Tabella 10.2: Combinazioni di carico

dove:

DEAD Pesì propri

Rint. Carico da ricoprimento

Q\_traff Sovraccarico traffico veicolare

SP\_T\_SX Spinta terreno su setto Sx

SP\_T\_DX Spinta terreno su setto Dx

SP\_T\_SX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Sx

SP\_T\_DX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Dx

SP\_E\_SX Spinta sismica su setto Sx

SP\_E\_DX Spinta sismica su setto Dx

Q\_v\_Sx Spinta statica da riempimento vasca Sx

E\_v\_Sx Spinta dinamica da riempimento vasca Sx

E\_v\_Dx Spinta dinamica da riempimento vasca Dx

Fx,p\_lat Forza dinamica orizz. setto sx e dx

Fy,p\_lat Forza dinamica vert. setto sx e dx

Fx,p\_cent Forza dinamica orizz. setto centrale

Fy,p\_cent Forza dinamica vert. setto centrale

Fx,ssup Forza dinamica orizz. soletta superiore

Fy,ssup Forza dinamica vert. soletta superiore

Fx,sinf Forza dinamica orizz. soletta inferiore

Fy,sinf Forza dinamica vert. soletta inferiore

Con coefficienti di combinazione

$\gamma_{G1}$  1.3

$\gamma_{Q1}$  1.5

$\psi_{0,traff}$  0.4

$\psi_{1,traff}$  0.4

$\psi_{2,traff}$  0

#### 10.4 Modello di calcolo

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio piano analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.14 (Computers and Structures®).

Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti. La mesh è composta da elementi con passo di circa 1.0m.

Si è analizzata una lunghezza unitaria di 1 m dello scatolare a cui sono stati assegnati le sezioni ed i carichi corrispondenti.

L’analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Alle aste sono state assegnate le seguenti caratteristiche geometriche:

- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di fondazione;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.40$  m per i piedritti;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di copertura

Per simulare la presenza del terreno ai lati e in fondazione della struttura sono state assegnate agli elementi frame molle con la funzione “Line spring” aventi rigidità di  $18400 \text{ kN/m}^3$ .

Affinché le molle risultassero reagenti solamente a compressione è stato necessario eseguire un’analisi non lineare assegnando alla struttura dei carichi di tipo “Nonlinear Static”

## 10.5 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati delle analisi svolte in termini di spostamenti nodali e sollecitazioni sugli elementi, dove le sollecitazioni massime mostrate sia in termini di sforzo normale che taglio e momento flettente corrispondono ai valori in corrispondenza dei nodi tra gli elementi del modello di calcolo, ovvero i punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi. Nelle verifiche le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi si considerano secondo il seguente criterio:

- sforzo normale: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  del punto di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);
- taglio: valori in corrispondenza del filo interno degli elementi;
- momento flettente: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  dei punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);

dove  $s$  è lo spessore dell’elemento strutturale considerato.

Nelle immagini che seguono si riportano gli involuppi degli spostamenti nodali e dei diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall’analisi dei risultati.

### 10.5.1 Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE

Dall’involuppo degli spostamenti nodali, riporta di seguito, ottenuto dall’analisi eseguita si osserva che il massimo spostamento differenziale (valore dello spostamento misurato in mezzera – valore della traslazione rigida dovuto al cedimento complessivo dello scatolare) in corrispondenza della mezzera della soletta superiore risulta di circa  $0.4 \text{ mm}$  inferiore al valore limite imposto pari a  $L/500 = 4400/500 = 8.8 \text{ mm}$ .

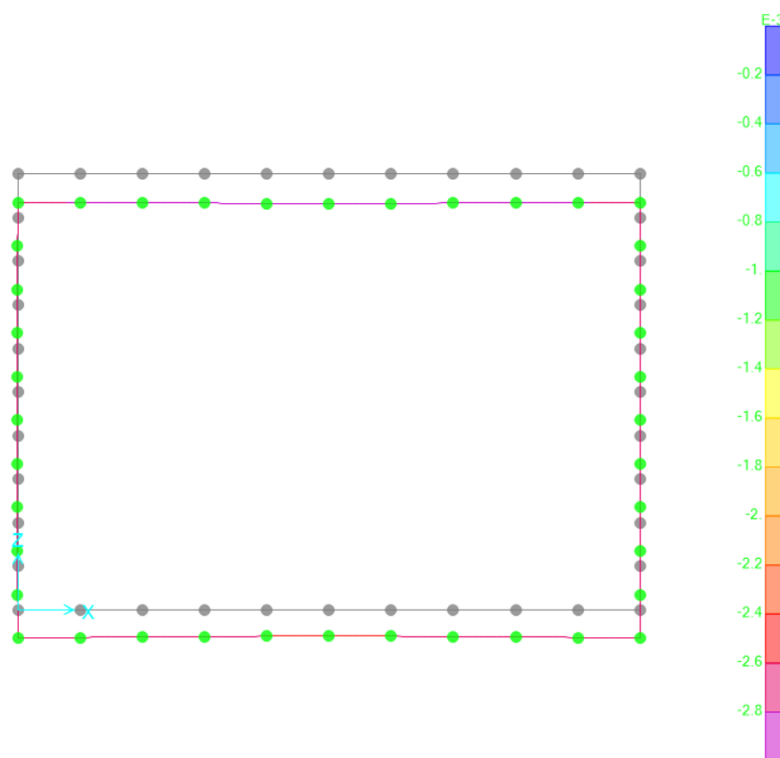


Figura 10.9 – Inviluppo SLE spostamenti nodali

10.5.2 Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE

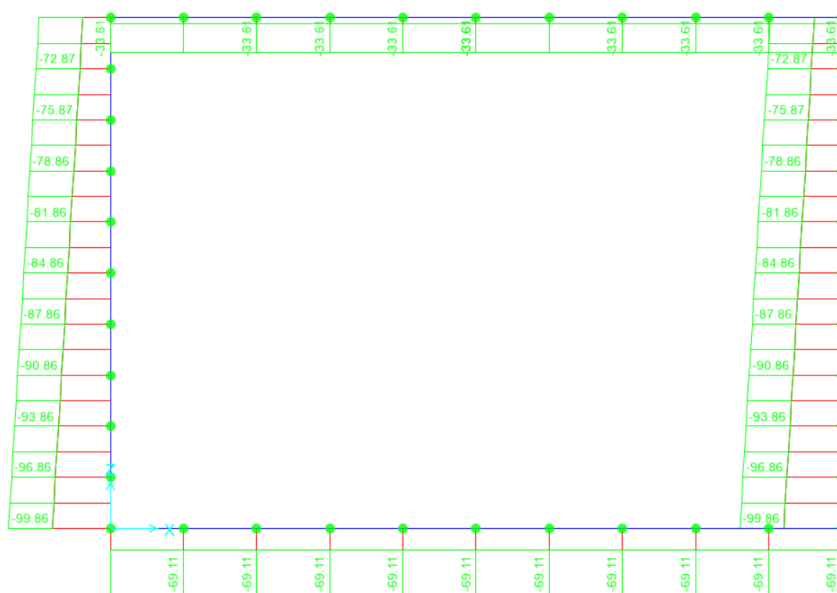


Figura 10.10 – Inviluppo SLE sforzo normale

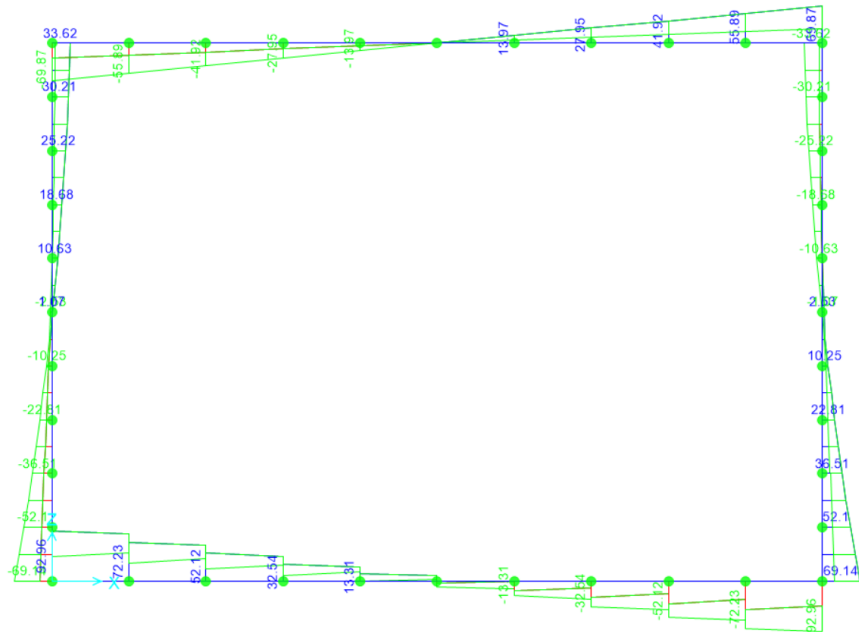


Figura 10.11 – Involuppo SLE sforzo di taglio

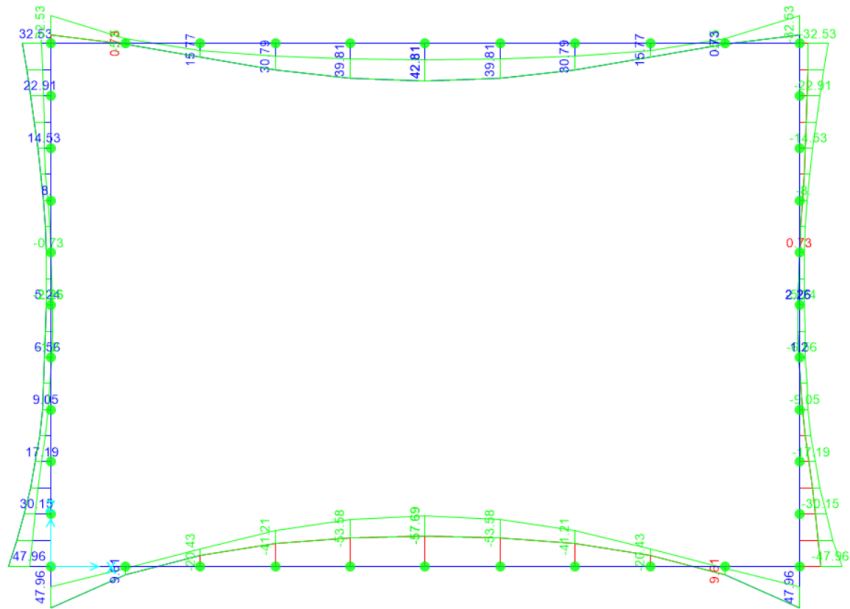


Figura 10.12 – Involuppo SLE momento flettente

10.5.3 Diagrammi di output delle sollecitazioni – SLU/SLV

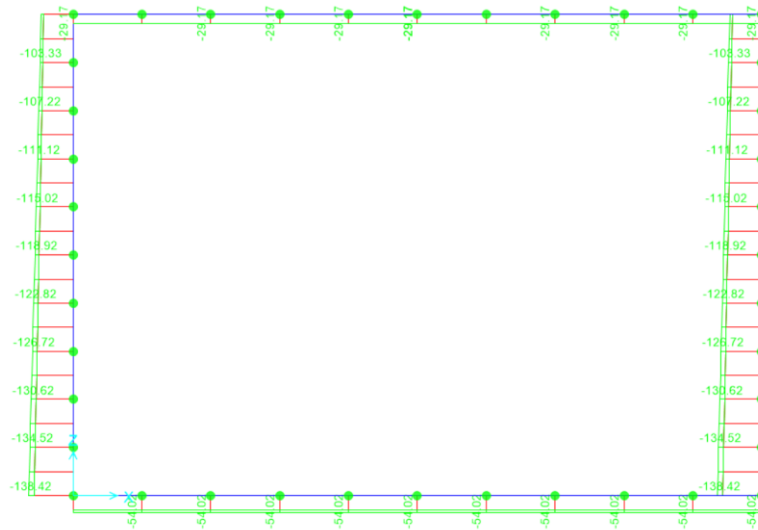


Figura 10.13 – Inviluppo SLU sforzo normale

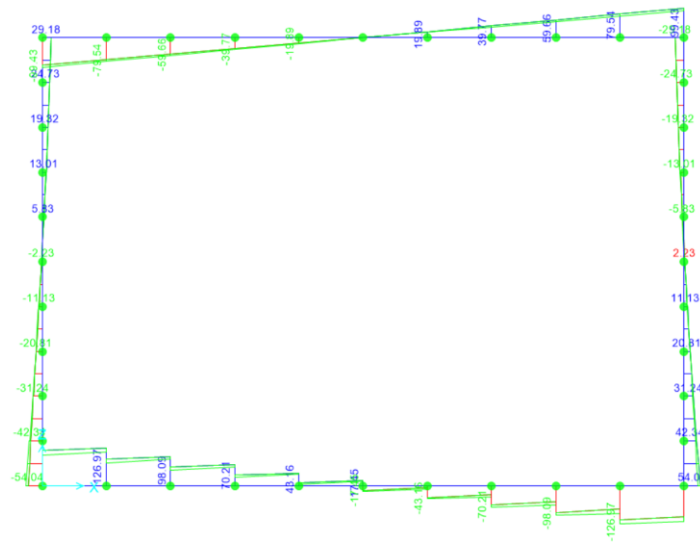


Figura 10.14 – Inviluppo SLU sforzo di taglio



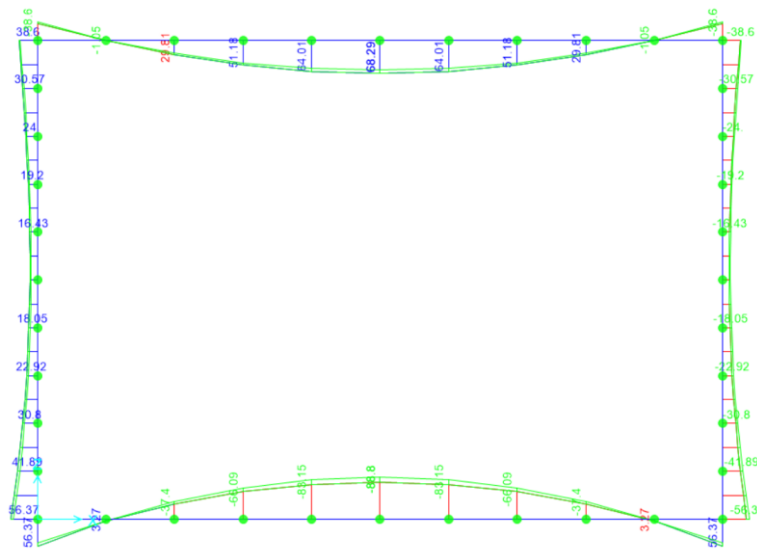


Figura 10.15 – Inviluppo SLU momento flettente

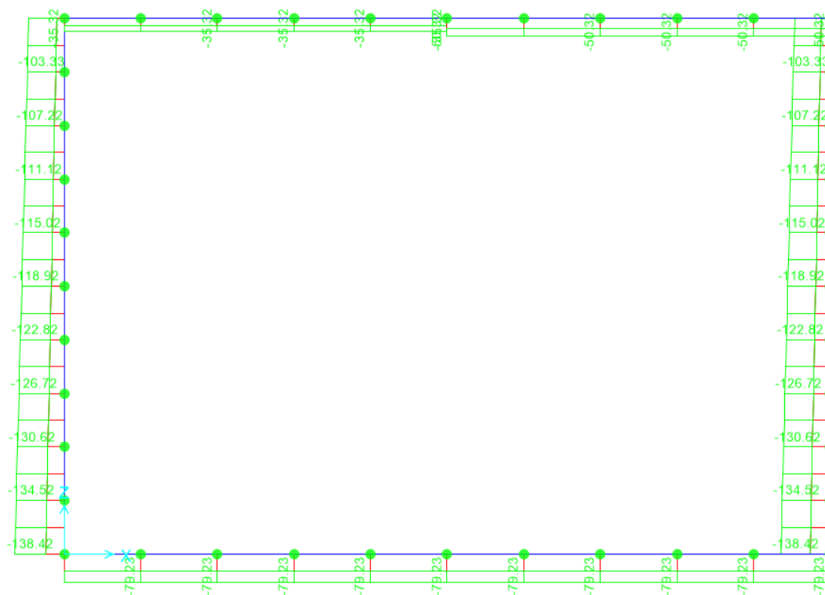


Figura 10.16 - Inviluppo SLV sforzo normale

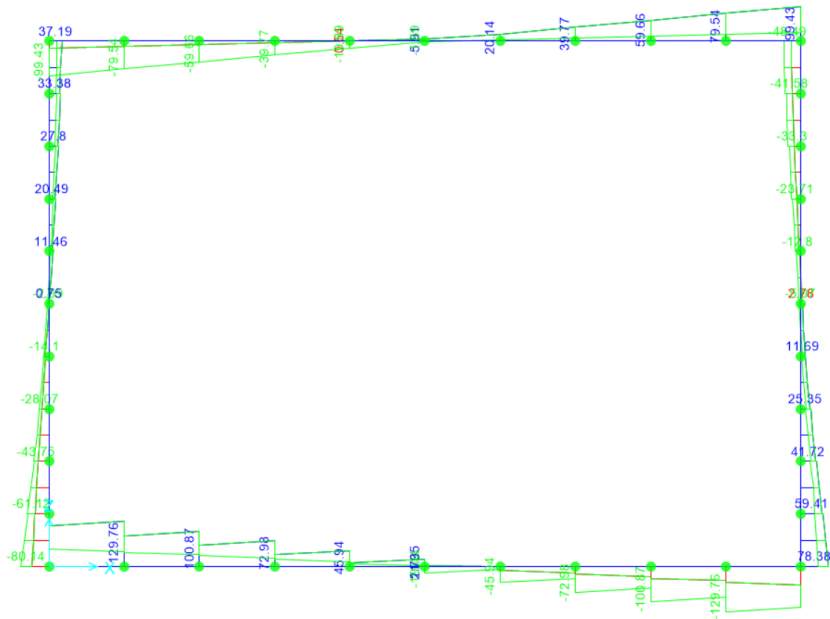


Figura 10.17 - Involuppo SLV sforzo di taglio

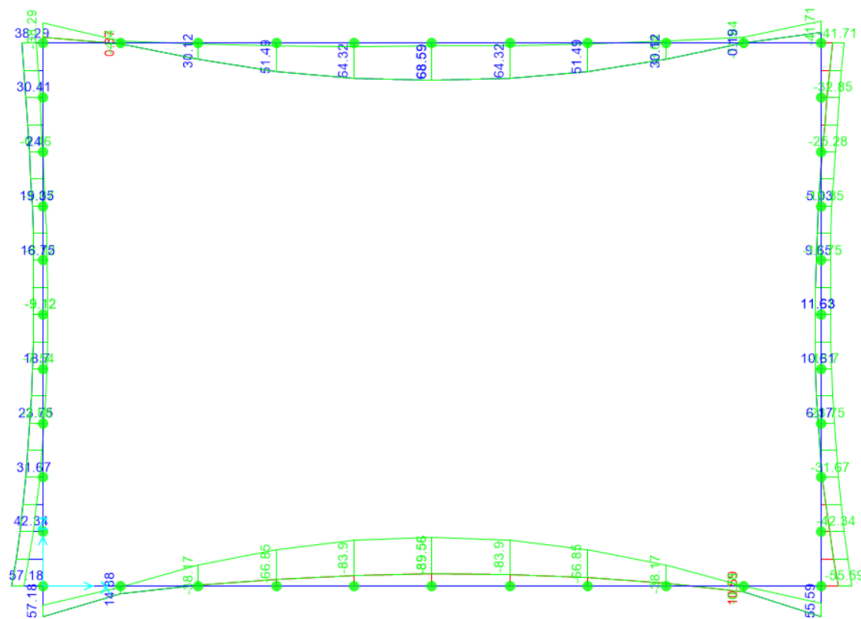


Figura 10.18 - Involuppo SLV momento flettente

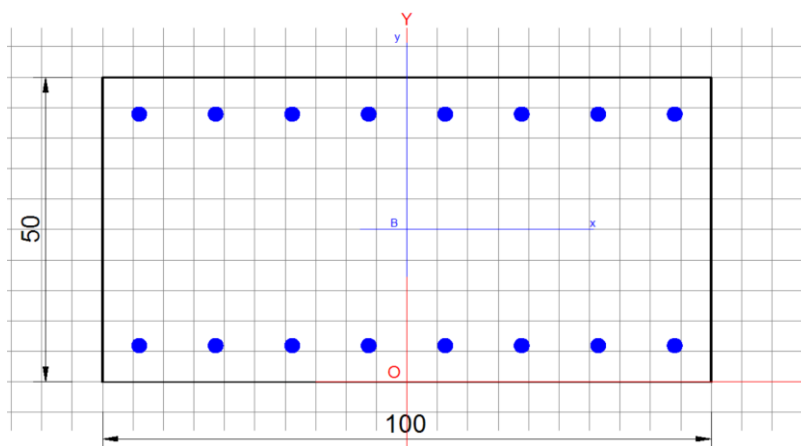
## 10.6 Verifiche strutturali

Con riferimento al §9 della presente relazione, per i setti e le solette di fondazione e copertura si riportano le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. più sollecitate per le varie combinazioni analizzate. In particolare, sono state verificate le sezioni in corrispondenza delle mezzerie delle solette di fondazione e copertura e le sezioni nodali dei piedritti (comprehensive delle sezioni nodali delle solette). Le verifiche sono state condotte mediante il software RC-SEC.

### 10.6.1 Soletta inferiore

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 1.97



#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	54.00	0.10	123.20	0.00
2	79.20	0.10	123.00	0.00

## RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.6 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	54.00	0.10	54.25	416.394	163.903	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	79.20	0.10	79.06	421.164	211.643	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02098	6.0
2	0.00350	50.0	0.00019	44.0	-0.02076	6.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

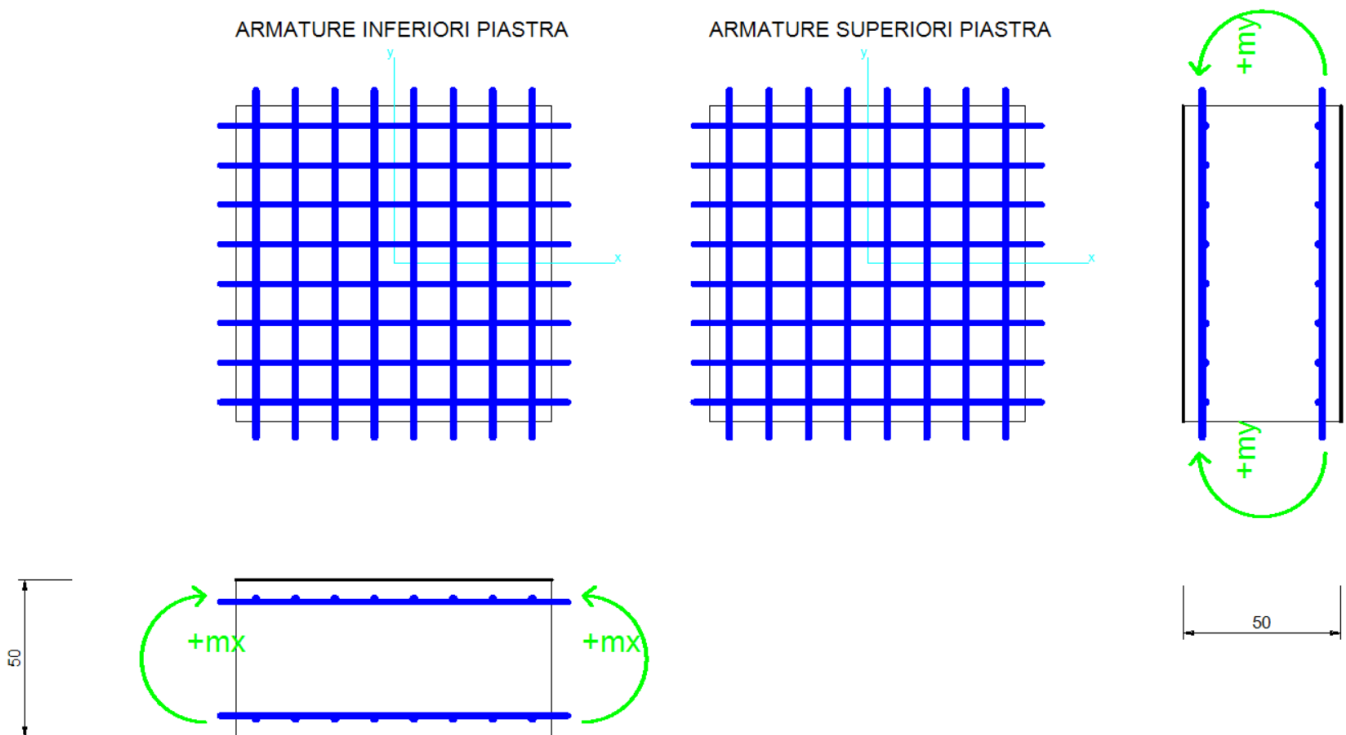
Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]

bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°CombVer	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	123.20	242.86	44.0	100.00.0057	0.01
2	S	123.00	246.19	44.0	100.00.0057	0.02

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8 $\varnothing$ 20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 4.57



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASIALE**

Descrizione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.8 MPa
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.00350
Diagramma tensioni-deformaz.:	Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.0
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.20 mm
Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
ACCIAIO - Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra:	50.0	cm
Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	88.80	0.00	0.00	88.80	0.000	0.00
2	89.60	0.00	0.00	89.60	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	57.70	0.00	0.00	57.70	0.000	0.00

#### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	40.60	0.00	0.00	40.60	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	36.00	0.00	0.00	36.00	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)



Ver S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myu I/ myu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	88.80	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	89.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver S/N Esito verifica  
 Sc max Massima compressione [N/mm<sup>2</sup>] nel calcestruzzo per flessione  
 Tipo Fess\_1 Tipo di fessurazione per m\_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_1 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_1  
 Sy\_1 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_1  
 Wk\_1 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Tipo Fess\_2 Tipo di fessurazione per m\_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	1.1	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

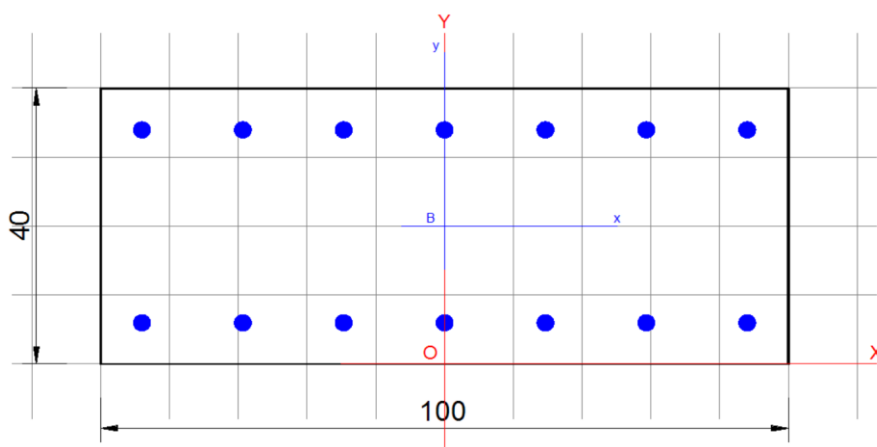
#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			

## 10.6.2Setti

### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio delle pareti laterali

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 7Ø20 (percentuale di armatura = 1.1 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 2.88



### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo:	B450C
-----------------	-------

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito		

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	134.50	0.10	52.10	0.00
2	134.50	0.10	75.50	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)

Yn	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
x/d	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
C.Rid.	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
As Tesa	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	134.50	0.10	134.35	292.03	2920.265	33.8	0.18	0.70	22.0 (6.1)
2	S	134.50	0.10	134.35	292.03	2920.265	33.8	0.18	0.70	22.0 (6.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0
2	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0

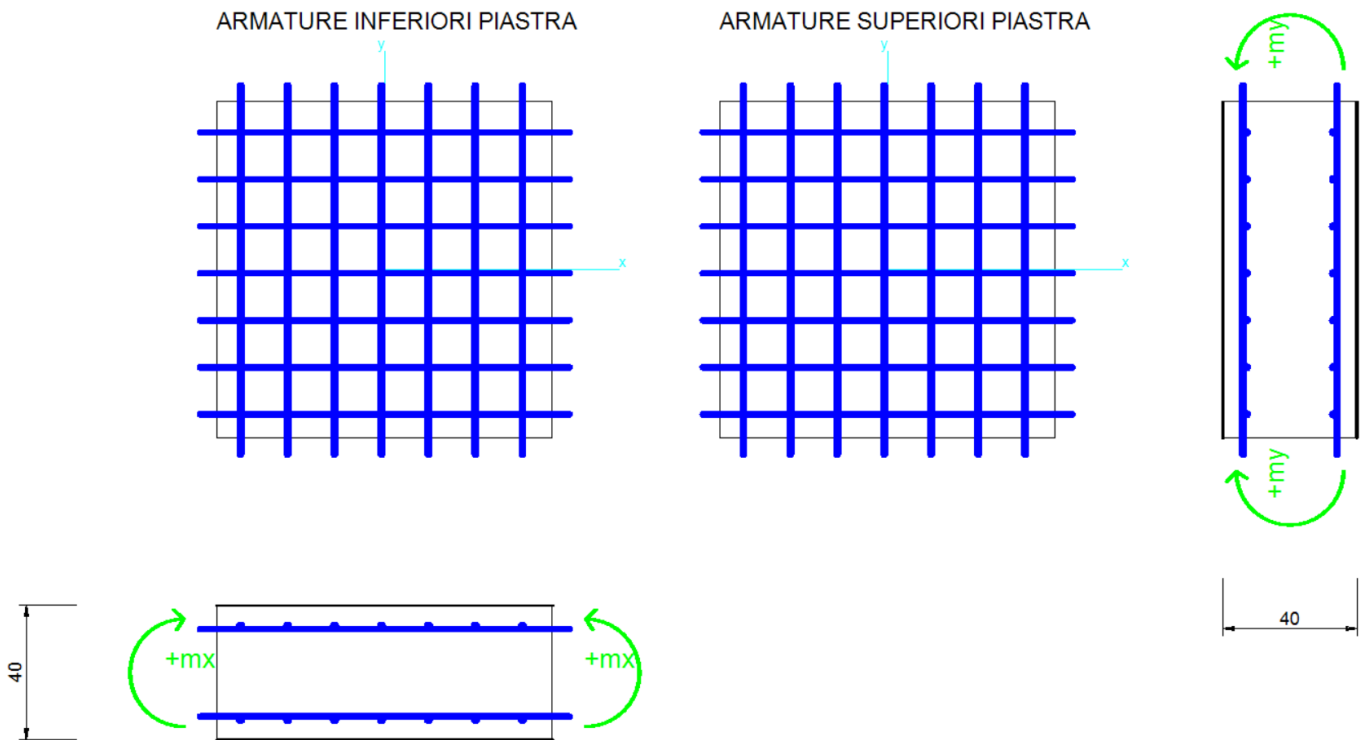
### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	52.10	217.53	34.0	100.00	0.0065	0.03
2	S	75.50	217.53	34.0	100.00	0.0065	0.03

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra (parete laterale)

- Armature per pressoflessione: 7Ø20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 6.61



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASSIALE**

Descrizione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 450.0 MPa  
 Resist. caratt. a rottura ftk: 450.0 MPa  
 Resist. a snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa  
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.3 MPa  
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito  
 Comb.Rare - Sf Limite: 360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra: 40.0 cm

Barre inferiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm  
 Barre superiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm  
 Barre inferiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm  
 Barre superiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 my momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 mxy momento torcente di piastra // [kNm/m]  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m\_1 e la dir. x delle barre (theta\_2=theta\_1+90°)  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	41.90	0.00	0.00	41.90	0.000	0.00
2	42.30	0.00	0.00	42.30	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	30.20	0.00	0.00	30.20	0.000	0.00

**COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	22.40	0.00	0.00	22.40	0.000	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	17.70	0.00	0.00	17.70	0.000	0.00

**VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)**

Ver                              S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myd I/ myu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	41.90	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	42.30	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver	S/N Esito verifica
Sc max	Massima compressione [N/mm <sup>2</sup> ] nel calcestruzzo per flessione
Tipo Fess_1	Tipo di fessurazione per m_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_1	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_1
Sy_1	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_1
Wk_1	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Tipo Fess_2	Tipo di fessurazione per m_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_2	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_2
Sy_2	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_2
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.9	Non fess.				Non fess.			

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

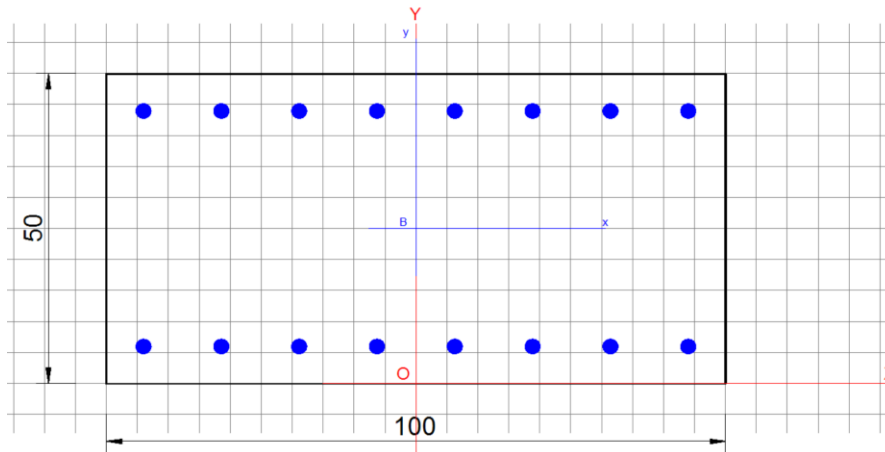
N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

#### 10.6.3 Soletta superiore

##### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio) = 2.66





#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa

Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	29.20	0.10	90.20	0.00
2	50.30	0.10	90.20	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	29.20	0.10	29.19	411.56	411.56	43.8	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	50.30	0.10	50.48	415.67	415.67	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00013	44.0	-0.02121	6.0
2	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02101	6.0

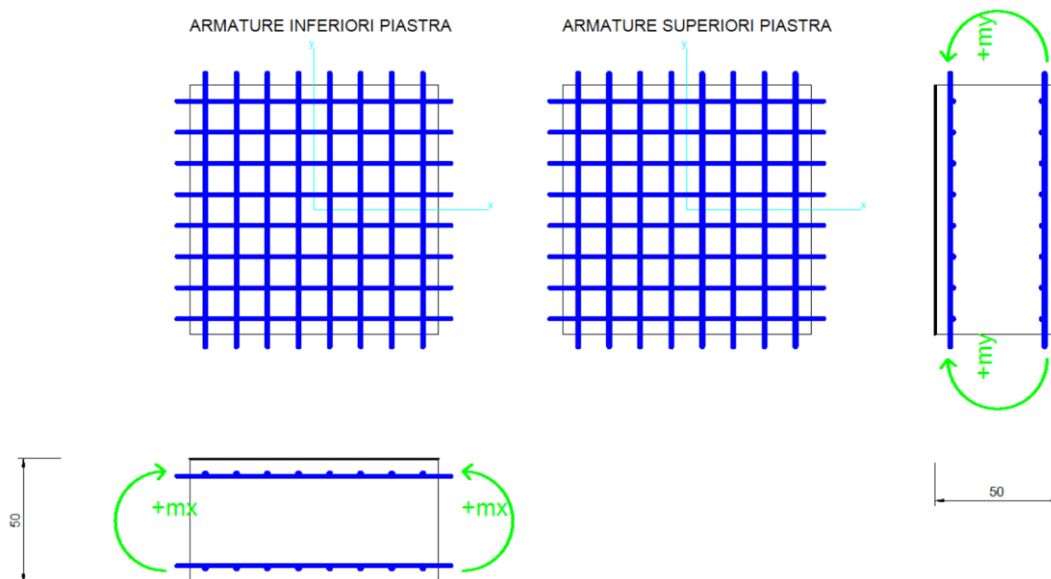
#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	90.20	239.59	44.0	100.00	0.0057	0.01
2	S	90.20	242.37	44.0	100.00	0.0057	0.01

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8Ø20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione) = 5.98



#### DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASIALE

Descrizione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa  
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra: 50.0 cm

Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	68.30	0.00	0.00	68.30	0.000	0.00
2	68.60	0.00	0.00	68.60	0.000	0.00

### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
my	Momento //barre dir. y [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
mxy	Momento torcente di piastra [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	42.80	0.00	0.00	42.80	0.000	0.00

### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [kNm/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	25.40	0.00	0.00	25.40	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [kNm/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	19.20	0.00	0.00	19.20	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)

Ver S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myu I/ myu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	68.30	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	68.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver S/N Esito verifica  
 Sc max Massima compressione [N/mm<sup>2</sup>] nel calcestruzzo per flessione  
 Tipo Fess\_1 Tipo di fessurazione per m\_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_1 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_1  
 Sy\_1 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_1  
 Wk\_1 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Tipo Fess\_2 Tipo di fessurazione per m\_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi

Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.4	Non fess.				Non fess.			

## 11. INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze degli elementi strutturali verificati.

- Soletta di fondazione –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;
- Setto laterale –  $I = 173 \text{ kg/m}^3$ ;
- Soletta superiore –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;



## INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA .....	6
3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3.2 DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO .....	7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
4.1 CALCESTRUZZO .....	8
4.2 ACCIAIO PER C.A. ....	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	11
5.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	11
5.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO E SEZIONE PRESA COME RIFERIMENTO.....	22
5.3 FALDA E PERMEABILITÀ DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	24
6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	26
6.1 AZIONE SISMICA .....	26
6.2 VITA NOMINALE.....	26
6.3 CLASSE D’USO .....	27
6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA .....	27
6.5 TEMPO DI RITORNO DELL’EVENTO SISMICO.....	27
6.6 ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO .....	27
6.7 PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE .....	30
6.7.1 Effetti stratigrafici.....	30
6.7.2 Effetti topografici.....	32
6.8 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO .....	33
7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018 .....	34

7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO.....	34
8.	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI .....	37
8.1	METODOLOGIA DI CALCOLO PER LE STRUTTURE INTERNE .....	37
8.1.1	<i>Definizione dei percorsi e dei casi di carico .....</i>	<i>38</i>
9.	CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO .....	40
9.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE .....	40
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	40
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D’ESERCIZIO.....	41
10.	ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE .....	44
10.1	ANALISI DEI CARICHI .....	44
10.1.1	<i>Permanenti strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.2	<i>Permanenti non strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.3	<i>Spinta statica del terreno .....</i>	<i>44</i>
10.1.4	<i>Spinta dell’acqua.....</i>	<i>44</i>
10.1.5	<i>Sovraccarico accidentale da traffico stradale .....</i>	<i>45</i>
10.1.6	<i>Azione del sisma.....</i>	<i>45</i>
10.1.7	<i>Sovrappinta sismica.....</i>	<i>45</i>
10.2	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	45
10.3	COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	49
10.4	MODELLO DI CALCOLO.....	51
10.5	RISULTATI DELLE ANALISI.....	52
10.5.1	<i>Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE.....</i>	<i>52</i>
10.5.2	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE.....</i>	<i>53</i>
10.5.3	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni – SLU/SLV .....</i>	<i>55</i>
10.6	VERIFICHE STRUTTURALI .....	58

10.6.1 Soletta inferiore .....	58
10.6.2 Setti .....	65
10.6.3 Soletta superiore.....	71
11. INCIDENZE.....	79

## 1. PREMESSA

La presente relazione fa riferimento alle verifiche strutturali del nuovo collettore ASA inserito nell’area interessata dal Progetto Definitivo delle Infrastrutture e Servizi dell’area di Interesse Nazionale (SIN) Bagnoli-Coroglio (NA).

Il progetto prevede la realizzazione di nuove opere e modifiche-demolizioni di alcune opere esistenti; di seguito si elencano le principali opere in progetto:

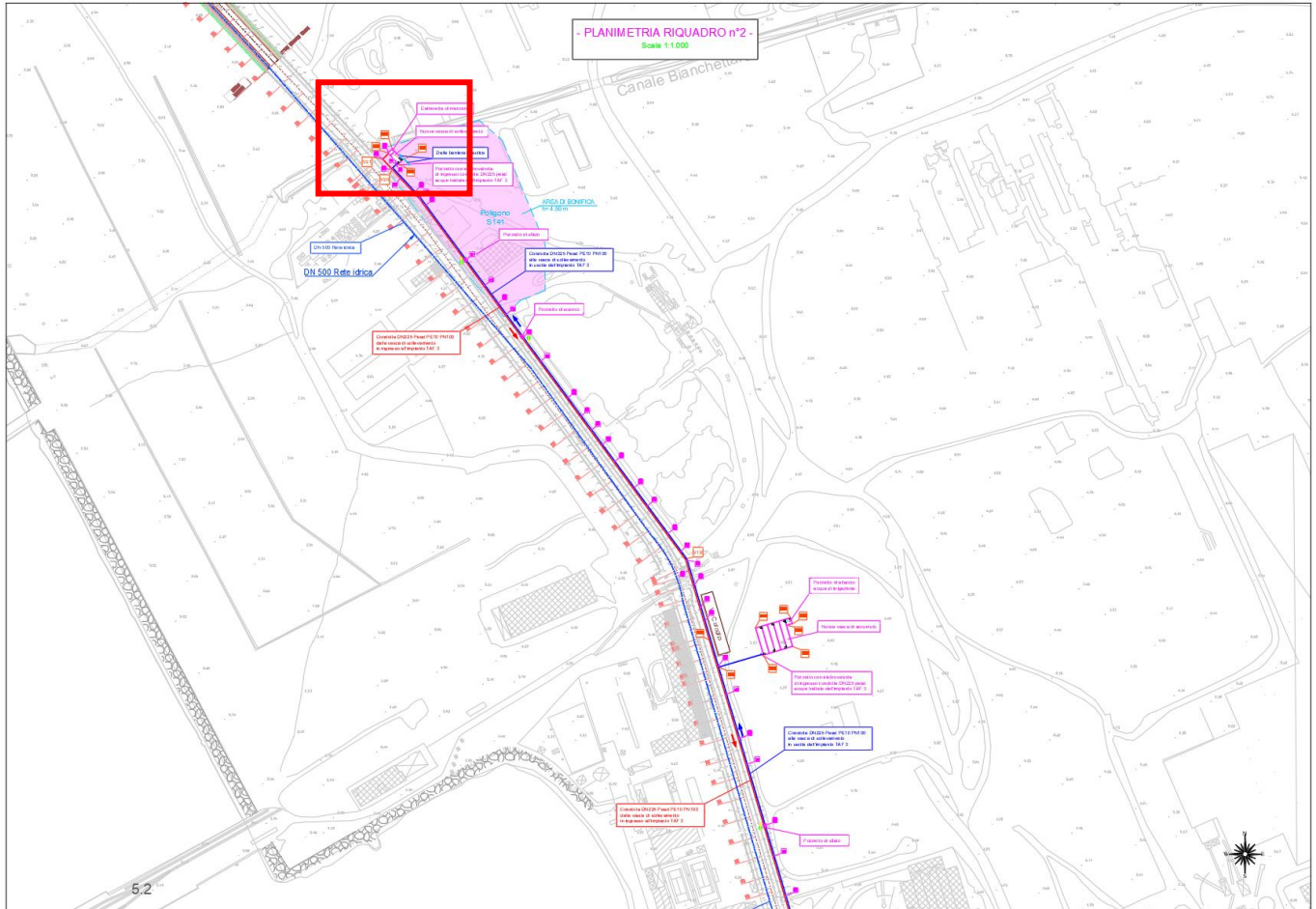
- Nuovi assi stradali
- Nuove condotte prementi con manufatti
- Nuovo collettore ASA (Arena S. Antonio) con manufatti (Nuovo Impianto di Sollevamento e Dissabbiatura, Nuovo Impianto di Grigliatura, Nuovo TAF3)
- Nuovo collettore di pianura con manufatti

La presente Relazione è redatta con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) emanato il 17/1/2018 e nella Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, nonché alle “Linee Guida - Indagini ed Analisi Geologiche, Geofisiche e Geotecniche” della Regione Campania – A.G.C. LL.PP. – Settore Geologico Regionale.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche appositamente eseguite e su dati geologico-geomorfologici e stratigrafici dell’area ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura geologica.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche e geotecniche appositamente eseguite e su dati geotecnici ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura tecnica.

Nella presente relazione si esamina la vasca di sollevamento.



*Fig. 1: Planimetria generale e inquadramento dell’ opera*

## 2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA

Nella presente relazione è stata analizzata la sezione trasversale con larghezza interna delle vasche pari a 4.00 m ed altezza interna pari a 2.30 m; lo spessore della soletta di copertura è pari a 0.50 m; lo spessore della soletta di fondazione è pari a 0.50 m mentre delle pareti laterali è pari a 0.40 m.

La sezione complessiva presenta quindi una larghezza di 4.80 m ed un’altezza di 3.30 m.

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici e tutte le prescrizioni tecniche del presente Progetto Definitivo.

Nei capitoli successivi si riportano le ipotesi assunte alla base del calcolo e le verifiche delle strutture secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

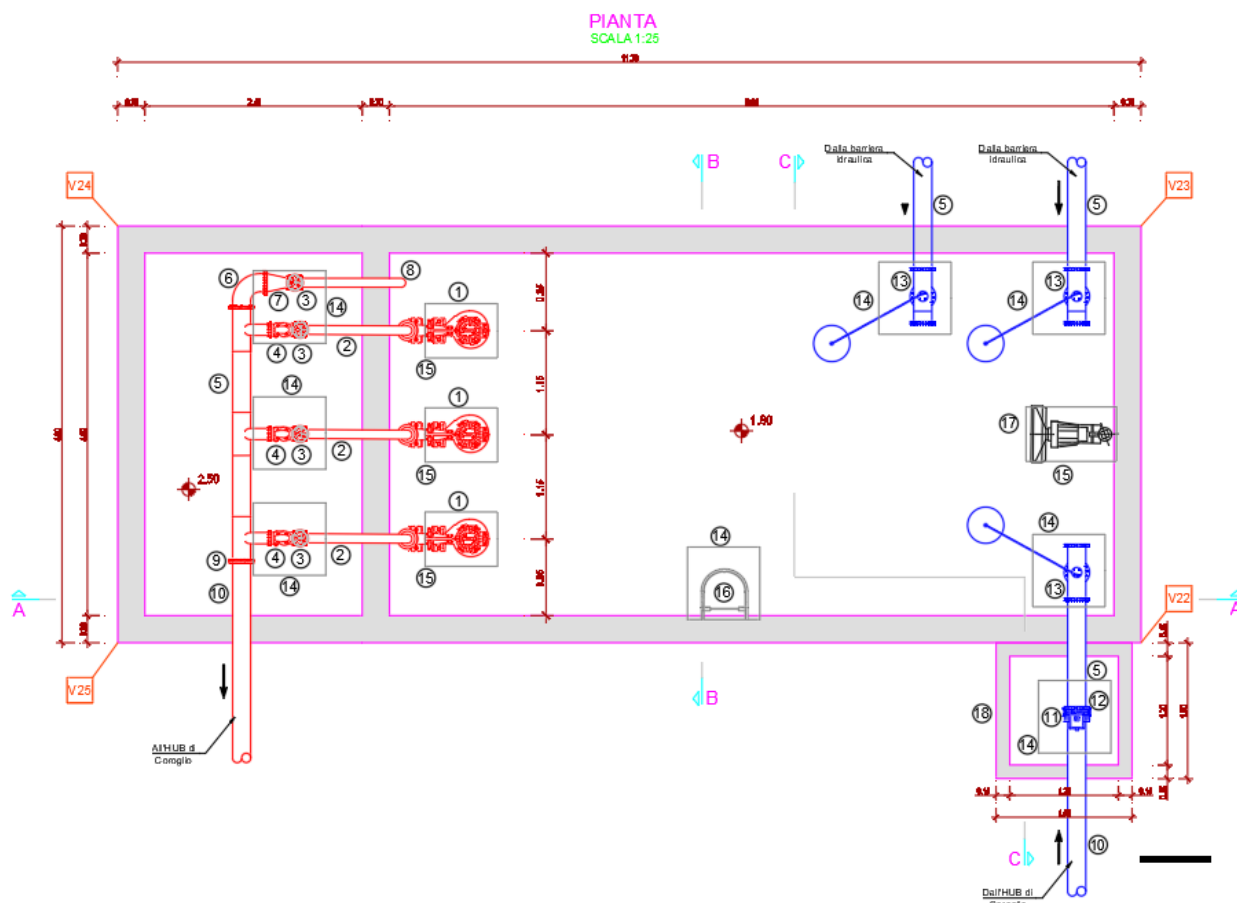


Figura 2.1 – Pianta vasca di accumulo

### 3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa di riferimento

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- Circ. Min. II.TT. 21/01/2019 n. 7, “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018”.
- Circ. Min. II.TT. 02/02/2009, n. 617 del Consiglio Superiore dei LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”.
- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI ENV 1997-3 (2002) - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito”;
- UNI ENV 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture e contenimento ed aspetti geotecnici.

#### 3.2 Documentazione progettuale di riferimento

Per la documentazione si fa riferimento agli elaborati specialistici prodotti nell’ambito di questo progetto definitivo.

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza  $r_k$  per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo  $\gamma$ :

$$r_d = r_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le principali caratteristiche meccaniche.

##### 4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

###### **Magroni**

- Classe di resistenza:	C12/15
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione:	X0
- Classe di consistenza slump:	S3
- Contenuto minimo di cemento:	150 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.60
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM II/B-M 32.5 R

###### **Calcestruzzo per strutture di fondazione:**

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XS1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	300 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.55
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	50 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$



#### Calcestruzzo per strutture in elevazione:

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XC4
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	300 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.55
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	50 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

#### 4.2 Acciaio per c.a.

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto	$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
- Rapporto	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
- Allungamento	$(A_{gt})_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 2 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 3 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio del sottovia in oggetto è XS1 E XC4; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 3 è “Aggressiva”. Con riferimento alla tabella su riportata, pertanto, il valore nominale del copriferro di progetto sarà pari a 30 mm; vanno aggiunti altri 10 mm per la tolleranza costruttiva. In via cautelativa, non prevedendo controlli di qualità estremamente efficienti in cantiere per la misura dei copriferri, questi sono stati assunti pari a **50 mm**.

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi che seguono si riporta una breve descrizione ed una sintesi delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni rinvenuti nell’area di progetto fino alle profondità di interesse. I dati alla base della caratterizzazione geotecnica e sismica sono stati ottenuti dalle indagini in situ e di laboratorio. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica redatta nel corso della presente fase progettuale.

### 5.1 Definizione delle unità geotecniche individuate

Dai dati di sondaggi sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche

#### OLOCENE-RECENTE

##### ***R - Riporti Antropici***

In superficie si individua la presenza estesa di terreni di riporto, relativi alle varie fasi urbanistiche-industriali dell’area di Bagnoli, caratterizzate da elementi tufacei eterometrici, in matrice limosa-cineritica e sparsi frammenti di elementi di origine antropica laterizi e calcestruzzo.

Lo spessore varia da 3 a 5 metri circa.

L’unica eccezione significativa è riferita al sondaggio S13 in cui fino alla profondità di 20 m si sono intercettate litologie direttamente o indirettamente riconducibili a riporti; in particolare si cita la presenza di trovanti di calcestruzzo da 14,70 a 20 m di profondità dal p.c

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 8 a 40 colpi/30cm, con locali valori  $N_{spt} > 60$  ed a rifiuto; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili e di presenza di elementi antropici grossolani (frammenti di laterizi e di calcestruzzo).

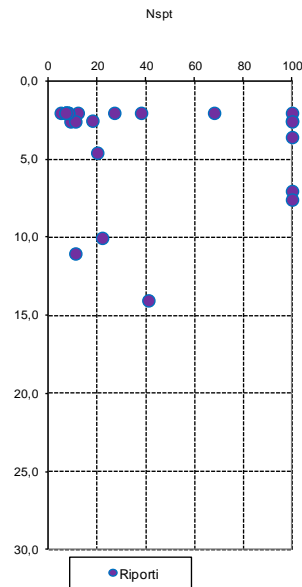


Figura 5.1 – valori penetrometrici SPT nei terreni di riporto

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici  $N_{spt} > 60$  colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa –  $D_r = 20-60\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 33-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 10-50$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-45$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione ghiaiosa-sabbiosa (80%) e frazione limo-argillosa trascurabile (15 %).

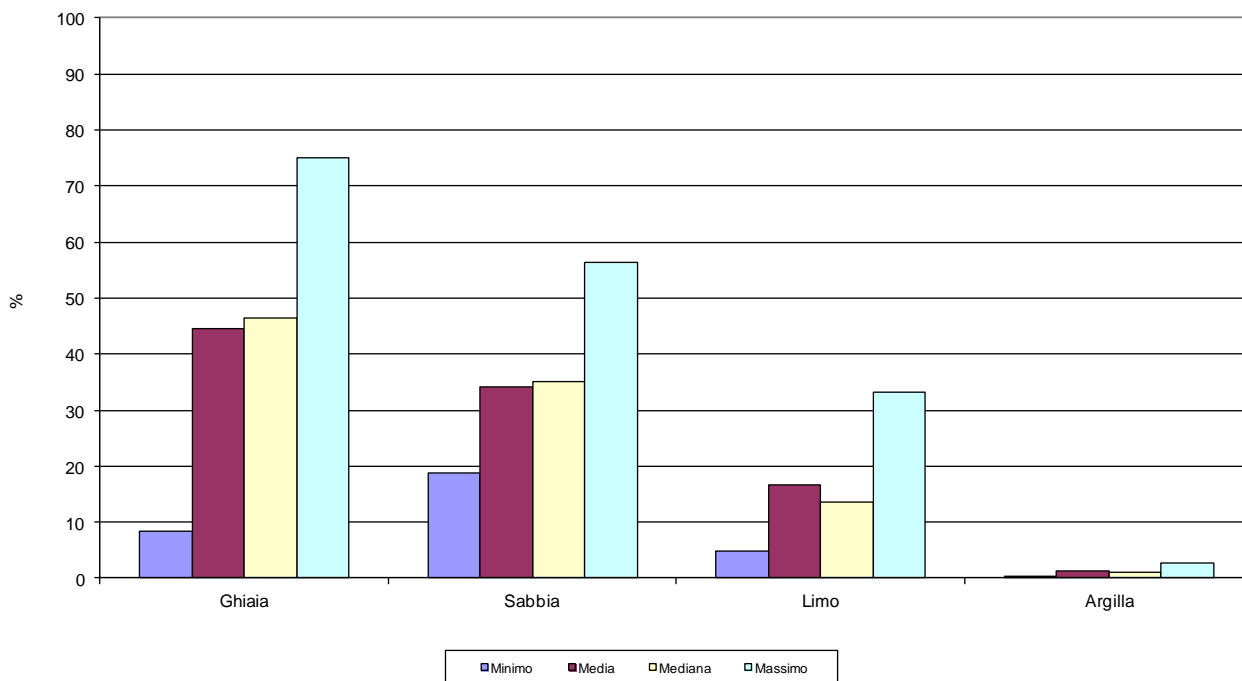


Figura 5.2 - Frazioni granulometriche nei riporti

In questa unità sono state eseguite prove di laboratorio su 9 campioni che hanno individuato valori di  $W_n = 9-32\%$ , pesi di volume  $\gamma = 11-16 \text{ kN/m}^3$  e decisamente non plastici.

Le prove di taglio diretto in corrispondenza della frazione sabbiosa hanno dato valori di  $\phi' = 34-41^\circ$  e  $c' = 8-45 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Peso di Volume - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15-16
Umidità naturale - $W_n$ (%)	24-51
Angolo di attrito - $\phi'$	33-36
Coazione drenata - $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)	10-50

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coazione nulla, con media deformabilità.

### LS – Limi sabbiosi

Inferiormente ai riporti, nella zona centrale della piana di Bagnoli, è presente un deposito limoso-sabbiosi e sabbioso-limoso di colore grigio-brunastro, con locali livelli organici.

Lo spessore varia da 3-5 metri nelle zone bordiere della piana di Bagnoli, fino a valori di circa 10-15 metri nelle zone centrali della piana ed ancora maggiori verso l’area costiera.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 2 a 40 colpi/30cm, con locali valori Nspt =40-60 colpi/30cm; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili (Figura 4.3).



Figura 5.3 – valori penetrometrici SPT nei limi sabbiosi

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici Nspt > 40 colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa – Dr = 20-60%
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 30-35^\circ$
- Modulo di Deformazione – E' = 10-30 MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-25$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (80%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

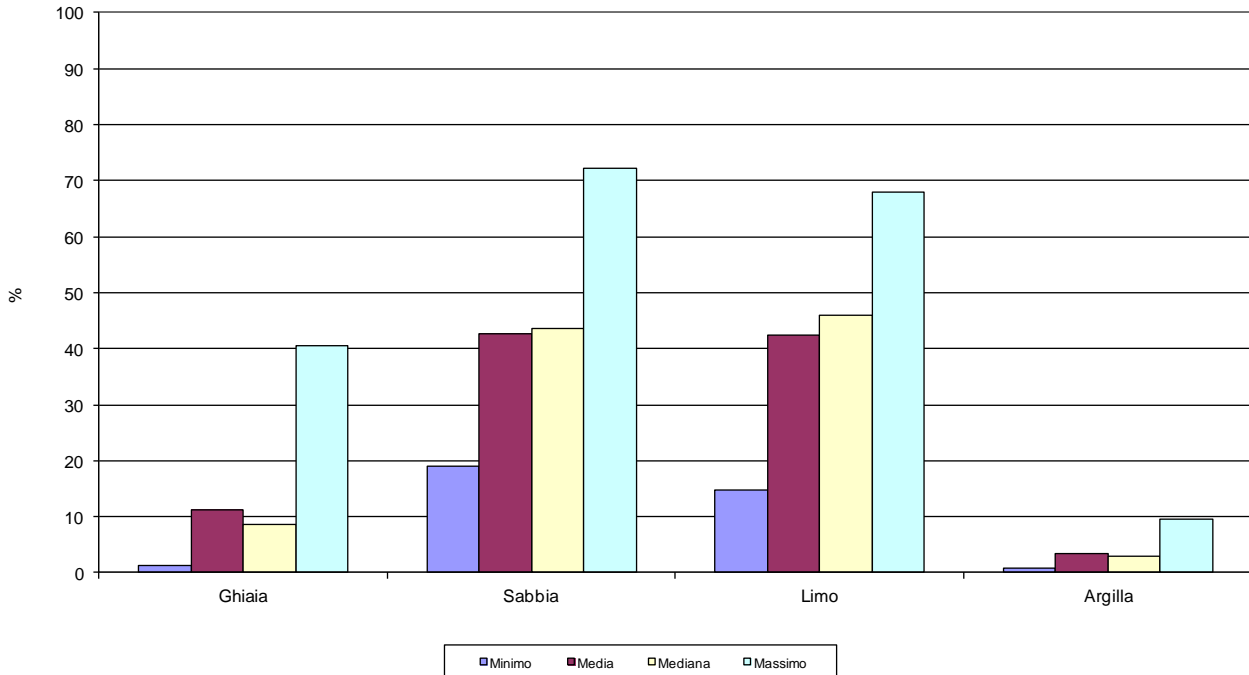


Figura 5.4 - Frazioni granulometriche nelle sabbie limose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17$  kN/m<sup>3</sup>, con Limiti di Atterberg non determinabile e plasticità nulla.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\phi' = 33-40^\circ$  e coesione variabile da 0 a 30-40 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\phi' = 23-25^\circ$  e coesione variabile da 11 a 53 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-14$  MPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-17
Angolo di attrito - $\phi'$	28-34
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0-10

Modulo di deformazione – E' (MPa)	10-30
Modulo Edometrico - Eed (MPa)	5-10

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### LST – Limi torbosi

In un settore meridionale della piana, al piede della scarpata di Posillipo ed in corrispondenza dei sondaggi S. 27 w S. 28. si è intercettata una unità limosa con abbondante contenuto torboso e con spessori significativi, al di sotto della coltre dei terreni di riporto.

Lo spessore è di circa 4-6 metri.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori molto bassi ed intorno a 5-7 colpi/30cm.

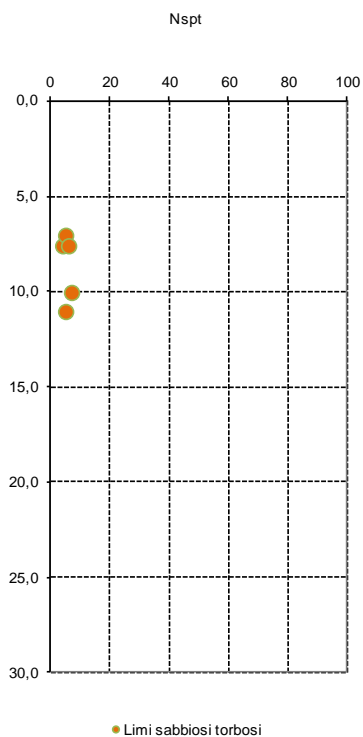


Figura 5.5– valori penetrometrici SPT nei limi torbosi (S 27, S28).

Da tali si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale (data la prevalenza della frazione limosa e sabbiosa, con argilla trascurabile).



- Densità Relativa –  $D_r = 20-30\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 28-30^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 8-12 \text{ MPa}$

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (85-90%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

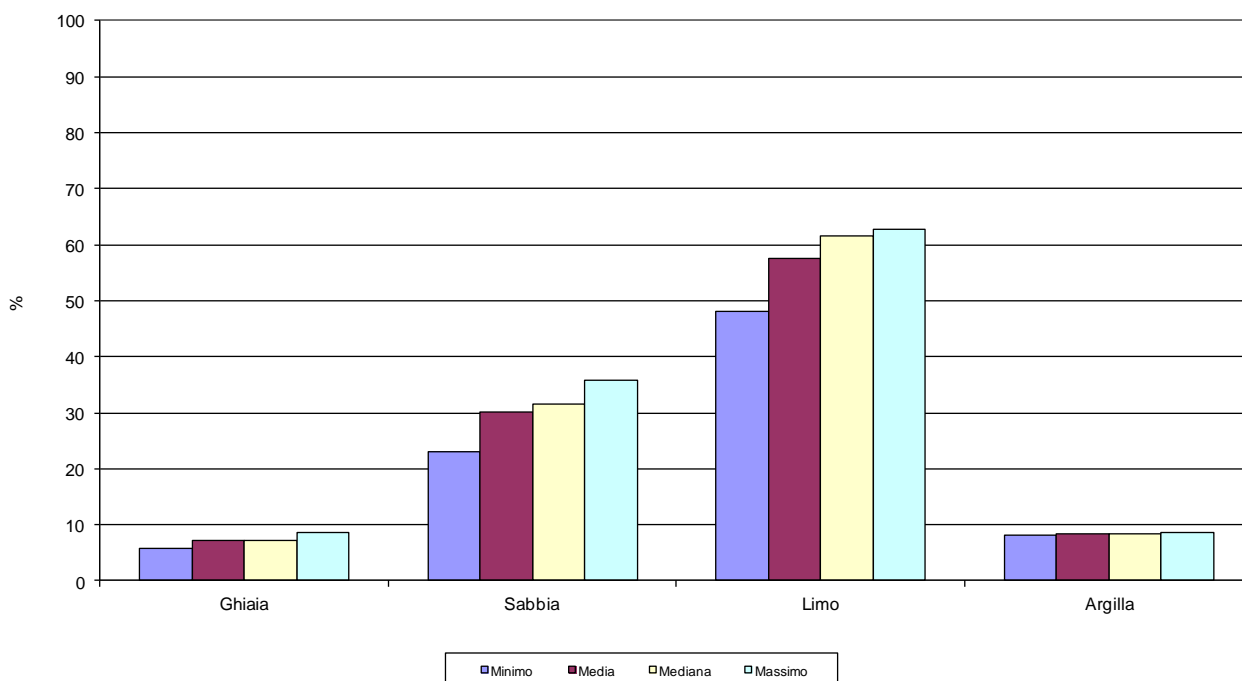


Figura 5.6 - Frazioni granulometriche nei limi torbosi

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 13-16 \text{ kN/m}^3$ , Limite Liquido  $LL = 31-63 \%$ , Indice Plastico  $IP = 7-41$ , Indice di Consistenza  $I_c$  negativo ( $I_c = -1,3$ ), segno di presenza locale di umidità superiore al Limite Liquido.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine costituite da prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\varphi' = 25-26^\circ$  e coesione variabile da 6 a 14 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-3 \text{ MPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Peso di Volume - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13-15
Angolo di attrito - $\phi'$	24-28
Coesione drenata – $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	0-10
Modulo di deformazione – $E'$ (MPa)	8-12
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	2-3

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### **SG – Sabbie limose-ghiaiose**

Inferiormente ai limi sabbiosi sopra descritti, si passa a depositi con maggiore presenza sabbiosa grossolana e ghiaiosa, di colore marrone.

Questa unità è stata intercettata sino alle massime profondità di esecuzione dei sondaggi geognostici (30 m) ed è stratigraficamente sovrastante il substrato tufaceo.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 25-60 colpi/30cm.

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della resistenza al taglio e dei parametri di deformabilità, con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale:

- Densità Relativa –  $D_r$  = 50-90%
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 35-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 25-35$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 10-50$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e ghiaiosa (80-85%), con frazione limosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

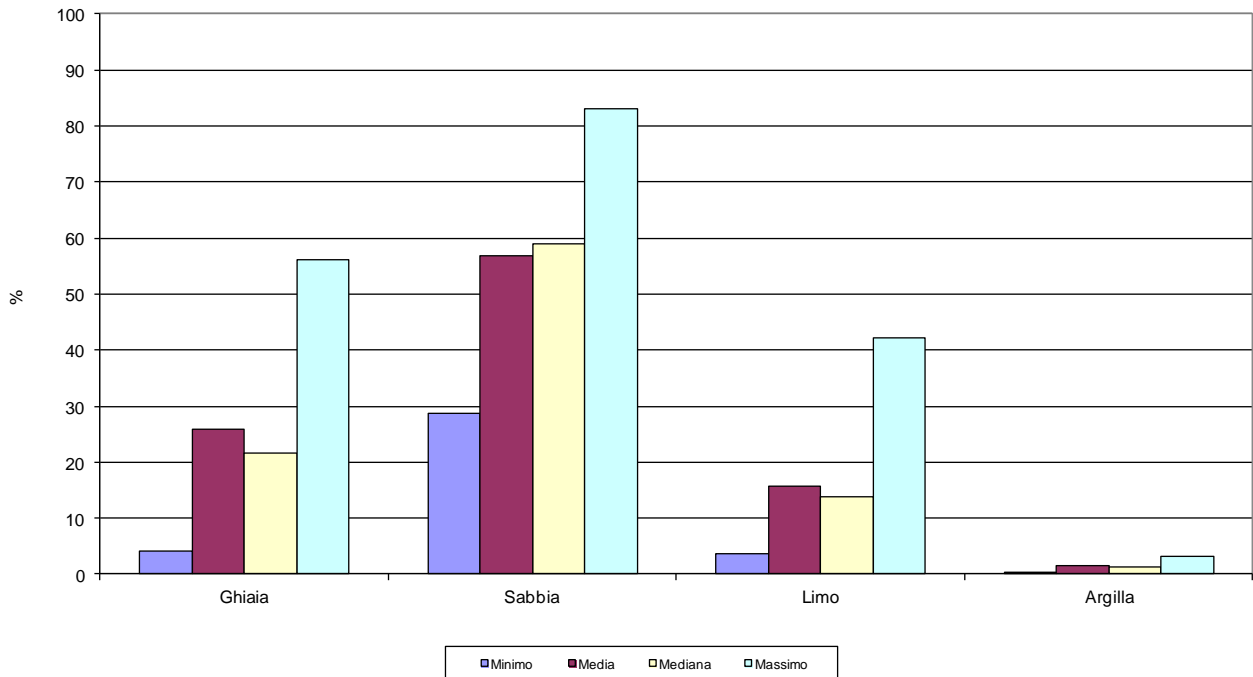


Figura 5.7 - Frazioni granulometriche nelle sabbie ghiaiose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-18 \text{ kN/m}^3$  e Limiti di Atterberg non determinabili per assenza di plasticità.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche di Taglio Diretto, da cui emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\varphi' = 34-42^\circ$  e  $C' = 0-48 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15-18
Angolo di attrito - $\varphi'$	35-38
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)	20-30

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coesione nulla, con medio-bassa deformabilità.

### **ATN – Piroclastiti**

Piroclastiti costituite prevalentemente da pomici e cineriti di colore grigiastro e riferibili a più fasi eruttive ed . afferenti all’unità dei Litosoma Astroni (ATN).

Questa unità affiora nelle zone settentrionali ed orientali della piana di Bagnoli, con presenza degli abitati di Bagnoli e di Cavalleggeri.

Nell’ambito della piana in esame è stata intercettata dai sondaggi nei settori settentrionali e meridionali della piana di Bagnoli a profondità di circa 9-10 m dal p.c. e con profondità che aumenta sino a profondità maggiori 30 m nelle zone centrali della piana e verso la costa.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 16 a 60 colpi/30cm,

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della coesione non drenata e del Modulo Edometrico, con riferimento a comportamento geomeccanico coesivo, considerando la presenza prevalente della matrice cineritica-lapillosa:

- Coesione non drenata –  $C_u = 100-400$  kPa
- Modulo Edometrico –  $E_{ed} = 10-20$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20}$  superiori a 50 colpi/20cm o a rifiuto, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (75%), con frazione ghiaiosa subordinata (20 %) e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

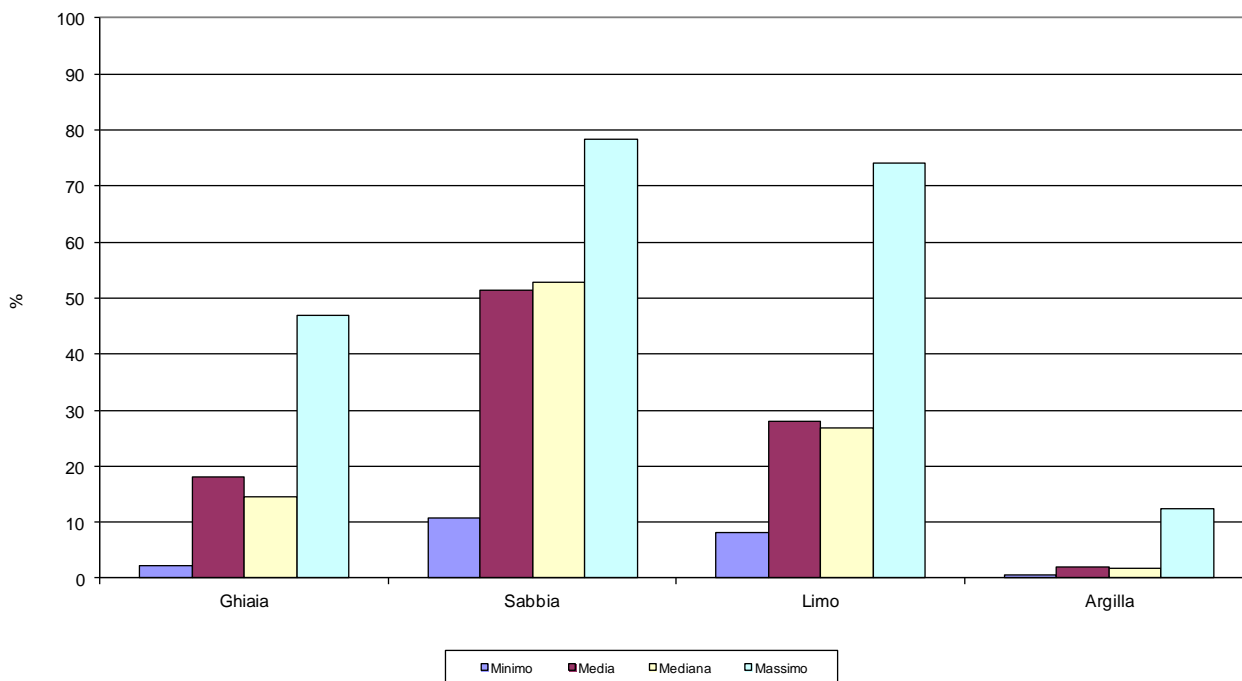


Figura 5.8 - Frazioni granulometriche nelle piroclastici

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17 \text{ kN/m}^3$ , e Limiti di Atterberg prevalentemente non determinabili per assenza di plasticità; soltanto in 2 campioni si evidenziano valori di LL = 31-40% e IP = 5-6.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\varphi' = 33-43$  e coesione variabile da 0 a 58 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\varphi' = 24-45^\circ$  e coesione variabile da 1 a 26 kPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo, con criterio a breve ed a lungo termiche.

Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-17
Angolo di attrito - $\varphi^\circ$	28-33
Coesione drenata - $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	10-30
Coesione non drenata - $C_u$ (kPa)	100-400
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	10-20

Il comportamento geomeccanico è congiuntamente coesivo e frizionale, con bassa deformabilità.

## 5.2 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto e sezione presa come riferimento

Sulla base dell’analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

litotipo	Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito - $\phi$ (°)	Coesione drenata - C' (kPa) (stimato da SPT)	Coesione non drenata - Cu (kPa)	Modulo Edometrico - Eed (MPa)	Modulo di deformazione - E' (MPa)
R - Riporti Antropici	15-16	33-36	0			20-50
LS – Limi sabbiosi	13-15	28-34	0-10		5-10	20-30
LST – Limi torbosi	13-15	24-28	0-10		2-3	20-25
SG – Sabbie limose-ghiaiose	15-18	35-38	0			40-70
ATN – Piroclastiti	12-17	26-30	10-30	100-400	10-20	

Tabella 5.1: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità individuate

Con riferimento al profilo geotecnico Sez. Nord-Sud, riportato di seguito, è stata la sezione stratigrafica compresa tra i sondaggi S35-S13. L’unità stratigrafica è interessata dai Riporti antropici.

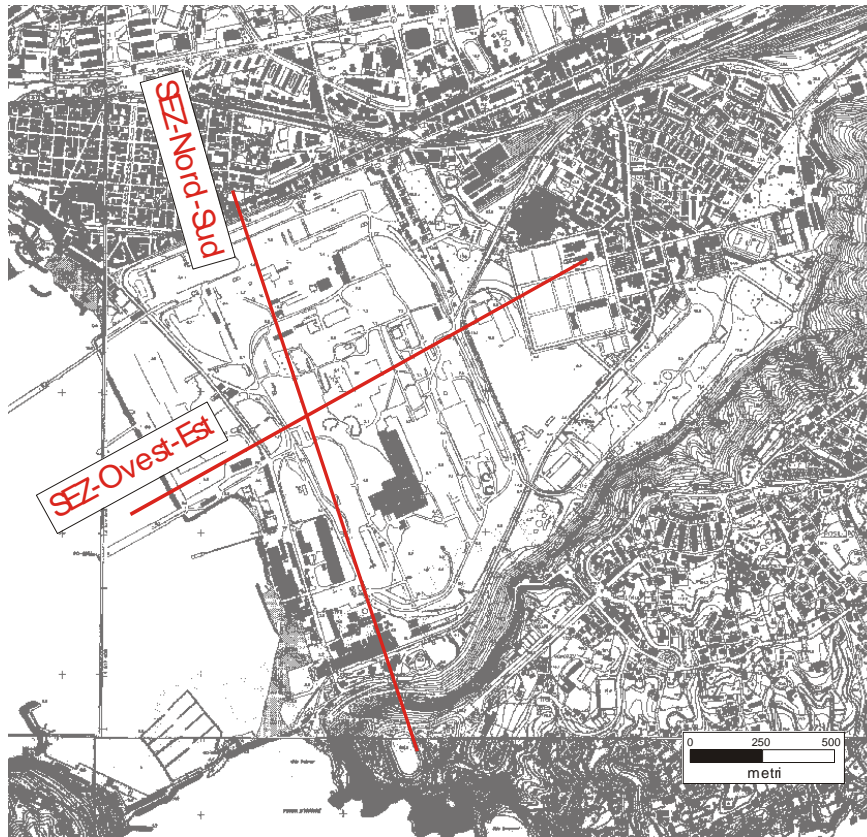


Figura 5.9 - Traccia delle sezioni geologiche generali

## SEZIONE GENERALE NORD-SUD

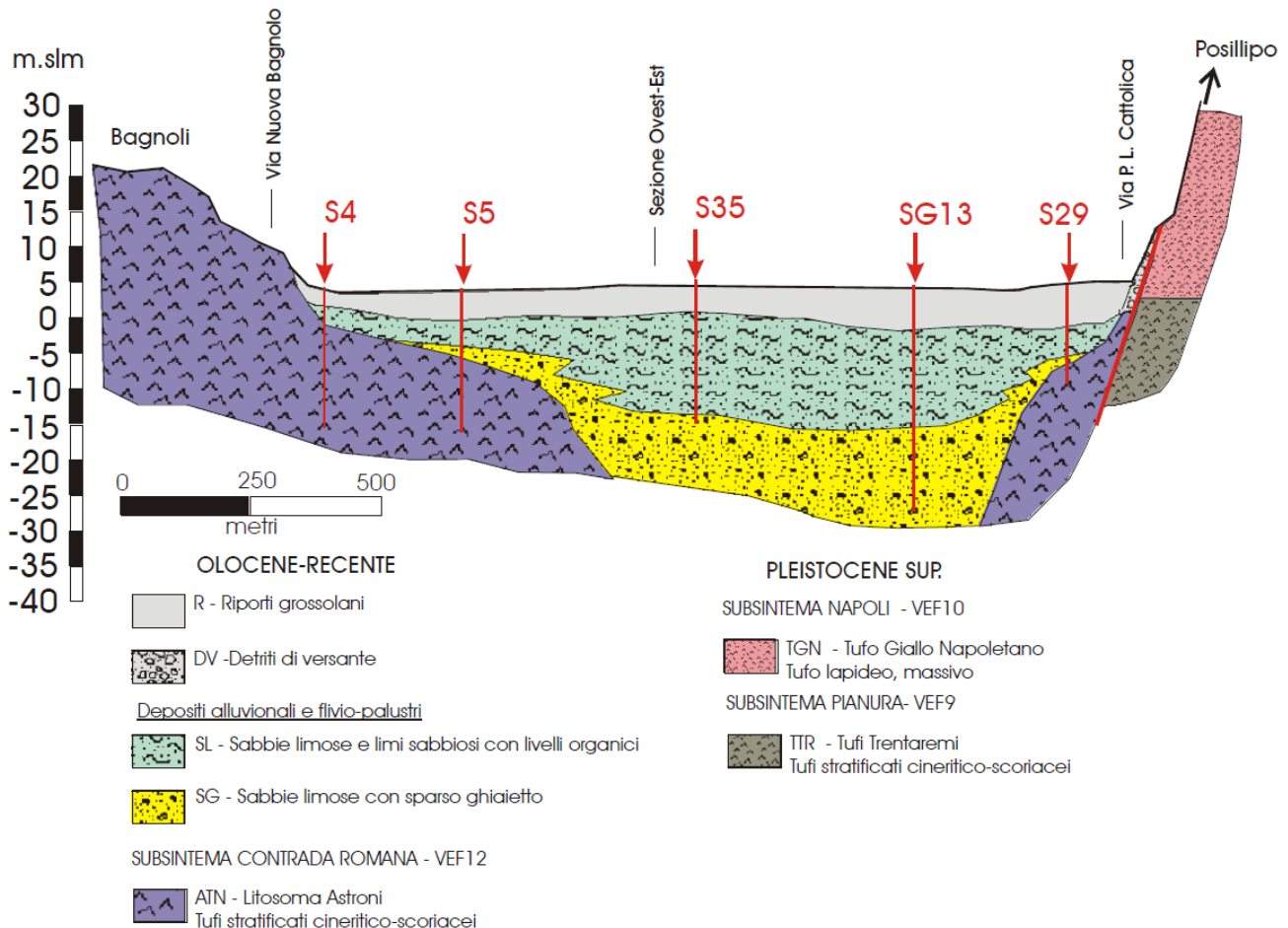


Figura 5.10 - Sezione geologica generale Nord-Sud

### 5.3 Falda e permeabilità delle unità geotecniche

Bagnoli-Fuorigrotta è caratterizzata dalla presenza di una falda idrica con quote di poco superiori al livello marino e che pertanto a profondità di pochi metri dal piano campagna, con gradiente che dai settori est drena verso la costa.

Nell’ambito della variabilità stagionale e storica delle quote piezometriche si riscontrano localmente livelli piezometriche con variabilità intorno a 0,3-0,8 m slm (circa alla profondità media di 3.5-4.0 m dal p.c.)

Si sottolinea che le misure piezometriche eseguite il 7 novembre 2022 hanno localmente rilevato una piezometrica di circa 0,3 m slm.

Dal punto di vista della permeabilità sono disponibili nell’ambito dei limi sabbiosi alcune prove Lefranc che rilevano una permeabilità intorno a  $3 \cdot 10^{-5}$  e  $1 \cdot 10^{-6}$  m/sec.



Data - rilievo	livello – m slm variazioni	livello – m slm valore di riferimento
2008 – De Vivo	circa 1,0	0,8
2019 – App Spec. 3	0,6-0,8	0,8
2020 – invitalia - luglio	0,6-0,8	0,7
2020 - invitalia -febbraio	0,8-1,0	0,9
2020 - invitalia -novembre	circa 0,5	0,5
2021 – invitalia -aprile	0,8-1,0	0,9
2022 – 7 novembre rilievo piezometri (pregressi e attuali)	0,2-0,5	0,3

*Tabella 5.2: valori di permeabilità delle unità geotecniche*

Nel caso in esame, essendo in prossimità del livello del mare, la falda è stata considerata, cautelativamente, coincidente con il p.c.

## 6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 6.1 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 6.2 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.4.1 delle NTC2018 la vita nominale  $V_N$  può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 4.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita Nominale minima [ $V_N$ ]
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 4 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

Tenendo conto delle indicazioni precedenti, per l’opera in oggetto è stata assunta una Vita nominale pari a  $V_N = 50$  anni.

### 6.3 Classe d’uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d’uso e quindi delle conseguenze di un’interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d’uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U$ .

Facendo riferimento al punto 2.4.2 delle NTC2018 per l’opera in oggetto la classe d’uso a cui far riferimento sarà  $C = III$ , a cui corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U = 1.5$ .

### 6.4 Periodo di riferimento per l’azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento  $V_R$  da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

### 6.5 Tempo di ritorno dell’evento sismico

Fissato il periodo di riferimento  $V_R$  e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella), è possibile stimare il periodo di ritorno dell’azione sismica  $T_R$  attraverso l’espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio ( $P_{VR}$ )	Stati limite ultimi ( $P_{VR}$ )
SLO – Stato limite di operatività (81%)	SLV – Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD – Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tab. 5 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento  $P_{VR}$

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell’evento sismico:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

### 6.6 Accelerazione massima su suolo roccioso

Inoltre, l'allegato A di tali Norme prevede che l'azione sismica di riferimento per la progettazione venga definita sulla base di analisi probabilistiche di pericolosità sismica con riferimento ad un reticolo di nodi (INGV – Progetto S1, 2004-2006) caratterizzati da definiti parametri (a(g), Fo, TC\*).

L’area sede del progetto in esame è individuata dalle seguenti coordinate (ED50):

	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>Ubicazione – zona centrale piana di Bagnoli</b>	14,177424	40,808982

L’area in esame è localizzata all’interno dei seguenti nodi con relative coordinate:

<b>NODO</b>	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>33199</b>	14,151	40,833
<b>33200</b>	14,217	40,833
<b>33421</b>	14,15	40,783
<b>33422</b>	14,216	40,783

Di seguito si riporta la localizzazione del sito e dei nodi di riferimento, con riferimento ad una Probabilità di Superamento in 50 anni del 63% e Percentile del 50% .

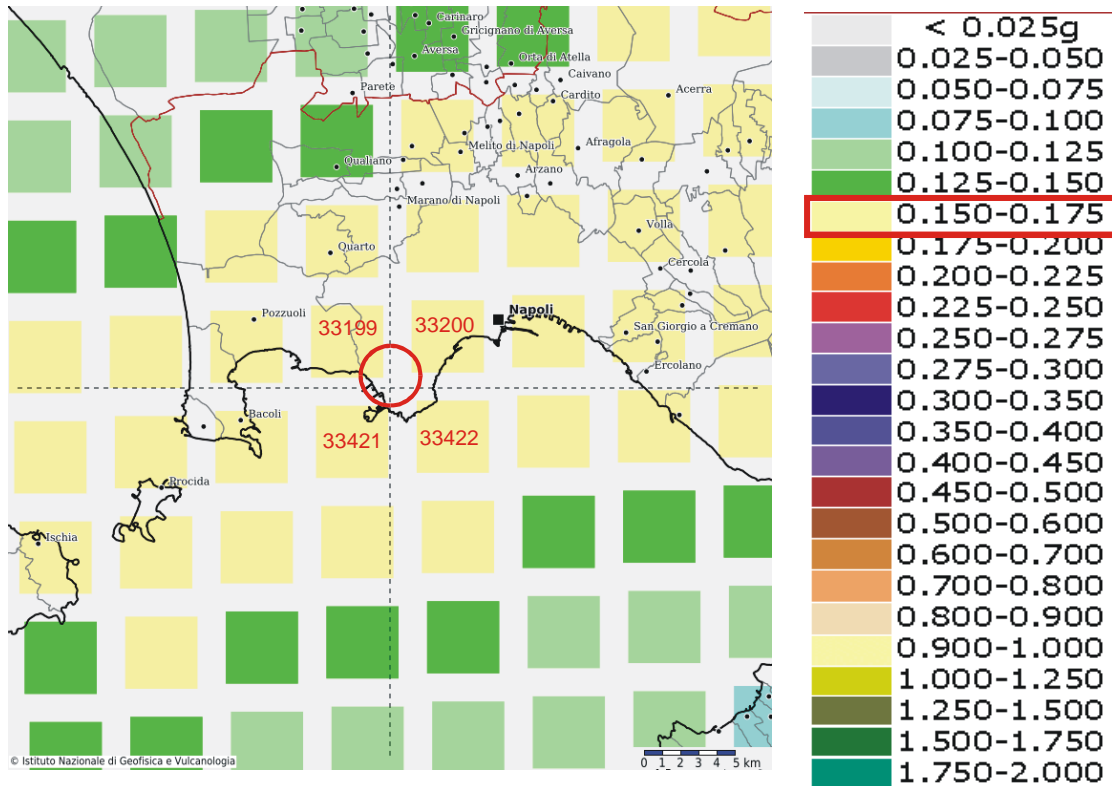


Figura 6.1 - localizzazione del sito e dei nodi di riferimento (valori di  $a(g) = 0,05-0,1$  riferite ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni)

In particolare, il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [ $F_0$  e  $T^*c$ ]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

$a_g$  = accelerazione massima suolo tipo A nel sito;

$a_{g,i}$  = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto;

$d_i$  = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (cfr. Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al  $V_R$ , ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento

$P_{VR}$  fissate in progetto, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g, F_o, T^*_c$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l’espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- $p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

I valori dei parametri  $a_g, F_o, T^*_c$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell’ALLEGATO B delle NTC2018; in particolare per le opere del tratto in esame, come riportato nelle tabelle 6.3 e 6.4 della relazione sismica per i diversi stati limite, si ha:

STATO LIMITE		PVR (%)	TR (anni)	a(g)	Fo	TC*
Stati Limite di Esercizio	SLO	81	45	0,055	2,328	0,304
	SLD	63	75	0,072	2,317	0,321
Stati Limite Ultimi	SLV	10	712	0,191	2,384	0,331
	SLC	5	1462	0,240	2,471	0,334

## 6.7 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- Parametro  $S_S$ : Effetti stratigrafici;
- Parametro  $S_T$ : Effetti topografici.

### 6.7.1 Effetti stratigrafici

Per la valutazione dell’amplificazione stratigrafica le norme sismiche suddividono i diversi terreni in 5 Categorie di Sottosuolo, in relazione alla risposta sismica locale, come qui di seguito riportato:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie</i>

	terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Sono state eseguite n. 13 prove Down-Hole, dalle quali non emerge la presenza di un bed-rock entro i primi 20 m e pertanto la categoria di sottosuolo è calcolata con il valore Vs20.

Dall’ indagine geofisica emerge che in 11 prove sono risultati valori di Vs30 = 374-503 m/sec (Categoria di Sottosuolo B), mentre in una sola prova è risultato un valore di Vs30 = 308 m/sec (Categoria di Sottosuolo C).

In Figura è riportato l’andamento delle onde di taglio della prova Down-Hole con valore minimo di  $V_{s,30} = 374$  relativa al sondaggio S27 (Categoria di Sottosuolo B) e l’andamento della Down-Hole con valore  $V_{s,30} = 308$  m/sec relativa al sondaggio S21 (Categoria di sottosuolo C).

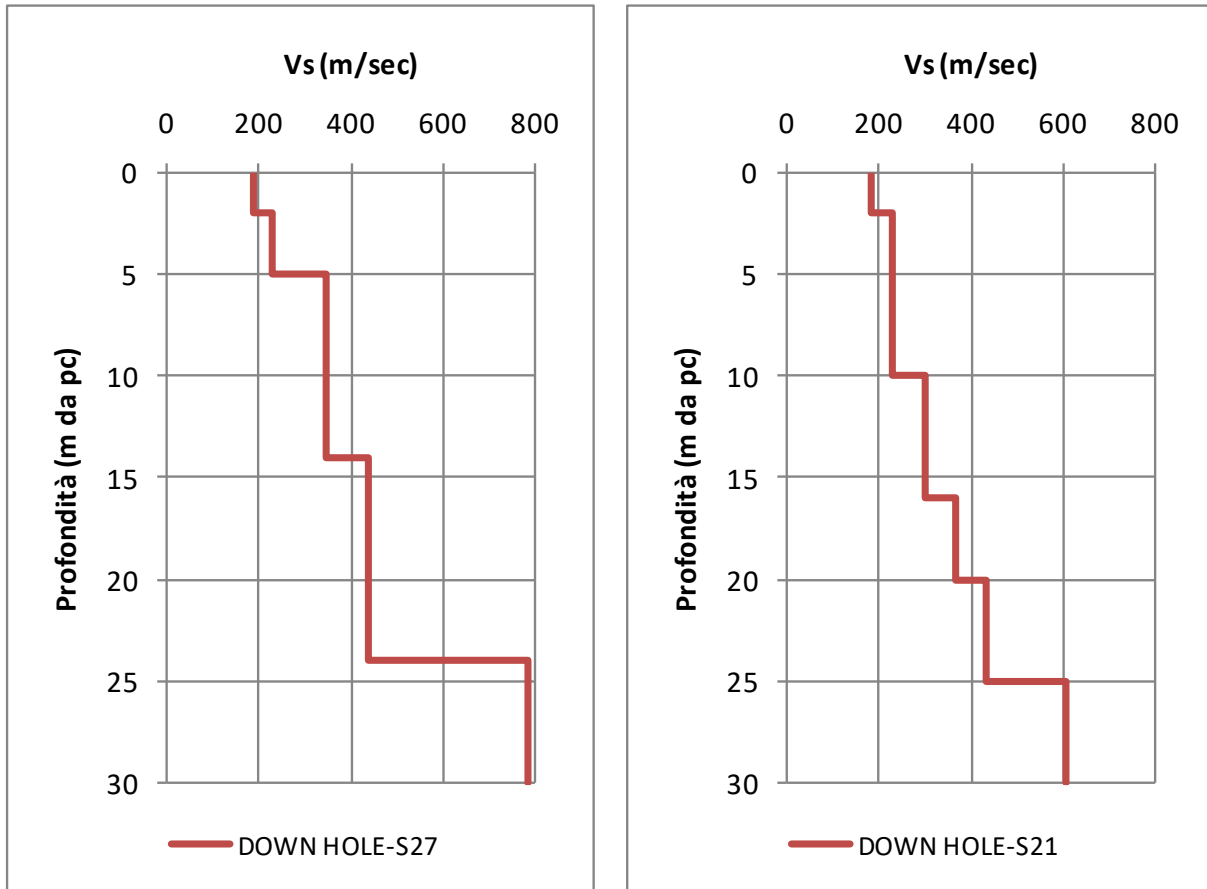


Figura 6.2 - Andamento delle Vs della Down-Hole S27 (Categoria di Sottosuolo B) e della Down-Hole S21 (Categoria di Sottosuolo C).

Poiché i valori ottenuti di Vs30 relativi alla Categoria di Sottosuolo B, sono in gran parte prossimi al limite di passaggio alla Categoria di Sottosuolo C, si assume cautelativamente per tutta l'area di progetto una categoria di Sottosuolo C.

Categoria di suolo tipo C

- $S_s = 1.46$

### 6.7.2 Effetti topografici

In base alla situazione topografica le norme vigenti individuano 4 condizioni con relativi valori del Coefficiente di Amplificazione Topografica  $S_T$ :

CATEGORIA TOPOGRAFICA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA	COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA - $S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con	1,0



	inclinazione media $i < 15^\circ$	
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $i > 30^\circ$	1,4

Nel caso in esame sono presenti morfologie generali con blandi versanti e pendenze intorno a  $10-12^\circ$  ( $i < 15^\circ$ ) e pertanto si può assumere una Categoria Topografica T1

- Categoria: T1
- $S_T = 1.0$

## 6.8 Parametri sismici di calcolo

L'accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_{max}$ ) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato ( $a_g$ ) e dei fattori di amplificazione ( $S_S$  ed  $S_T$ ).

Si ottiene pertanto:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Parametri sismici ( $V_R = 100$  anni)

- $a_g/g = 0.191$
- $F_0 = 2.384$
- $T_c^* = 0.331$  s
- $S_S = 1.43$
- $C_c = 1.51$
- $S_T = 1.00$
- $a_{max}/g = 0.273$

## 7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche.

### 7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull’impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ . Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell’effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{M_i}$  e  $\gamma_{F_j} = \gamma_{E_j}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all’azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all’affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R1

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un’unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell’insieme terreno-struttura;

- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_n$ .

Nell’ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell’ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto sono i seguenti:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..).

## 8. CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

Di seguito si fornisce una descrizione generale dei criteri di modellazione adottati. I metodi di calcolo utilizzati e i relativi programmi di calcolo sono stati largamente utilizzati parallelamente e precedentemente al presente progetto e si ritiene pertanto che la pratica progettuale fornisca di per sé una approfondita e completa validazione degli stessi.

### 8.1 Metodologia di calcolo per le strutture interne

Le analisi numeriche per la valutazione degli effetti delle azioni sugli elementi strutturali delle strutture interne sono state effettuate tramite il codice di calcolo SAP2000 v.14 distribuito da CSI, Berkeley (USA). Nei paragrafi a seguire viene illustrata una breve descrizione del programma.

Si tratta di un software strutturale agli elementi finiti distribuito da “Computers and Structures inc.”. Il programma consente di calcolare le sollecitazioni agenti sulle strutture comunque caricate; tutti i dati, inclusi i risultati, possono essere poi elaborati tramite esportazione in forma tabellare.

Per l’analisi delle strutture mediante suddetto software occorre definire:

1. lo schema statico che numericamente definisce la geometria, le proprietà, i carichi e i parametri di analisi per la struttura;
2. eseguire un’analisi del modello (statica o sismica pseudo-statica o modale)
3. analizzare i risultati delle analisi;

Il processo sopra descritto è di tipo iterativo che può coinvolgere diversi cicli della sequenza descritta. Lo step più importante nella creazione del modello include la definizione dei materiali, del tipo di elementi e della geometria. Ogni materiale ha il suo sistema di coordinate locali impiegate per definire le proprietà elastiche e termiche; gli assi del sistema locale del materiale sono denotati come assi 1, 2 e 3. Per definizione, il sistema di coordinate del materiale è allineato con il sistema di coordinate locale del singolo elemento.

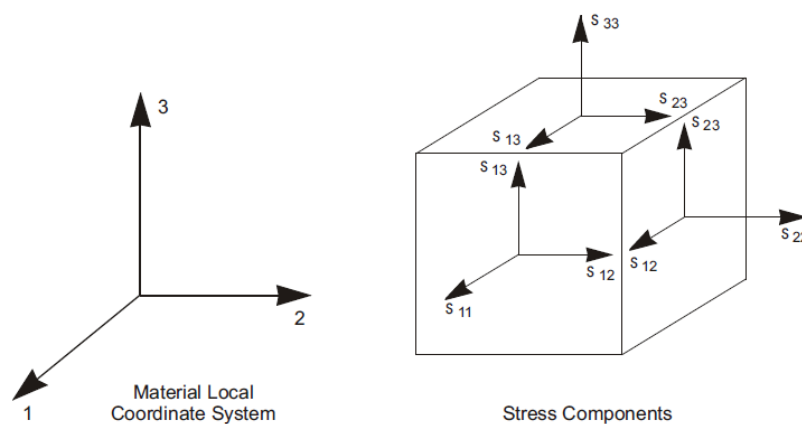


Fig. 6: Planimetria generale e inquadramento dell’opera

Gli elementi maggiormente impiegati nel progetto delle opere civili sono gli elementi beam e gli elementi shell.

Gli elementi *frame* sono estremamente versatili e possono essere impiegati per modellare travi, colonne, vincoli e puntoni nelle analisi piane e tridimensionali. L’elemento frame usa una formulazione generica tridimensionale che include gli effetti di flessione biassiale, torsione, deformazione assiale e deformazione biassiale per taglio. Un elemento frame è modellato con una linea continua che connette due punti, la variazione della rigidezza flessionale o può essere lineare, parabolica o cubica sulla lunghezza dell’elemento; le proprietà assiali, di taglio, flessionali e di peso possono variare linearmente in ogni segmento.

Una frame section è un insieme di proprietà di materiali e geometriche che descrivono la sezione trasversale di uno o più elementi frames.

Le proprietà della sezione possono essere di due tipi:

- prismatiche – tutte le proprietà sono costanti sulla lunghezza dell’elemento
- non prismatiche – le proprietà possono cambiare sulla lunghezza dell’elemento.

Le strutture che possono essere modellate con questo tipo di elemento includono:

- frames bi e tridimensionali
- puntoni bi e tridimensionali
- griglie piane.

Gli elementi *shell* sono invece elementi areali impiegati per modellare un comportamento a membrana, a piastra o a guscio nelle strutture piane e tridimensionali.

Il materiale che costituisce la shell può essere omogeneo o “stratificato” lungo lo spessore. L’elemento shell è governato da una formulazione a 3 o 4 nodi che combina i comportamenti flessionali a membrana e a piastra.

Ciascun elemento shell ha il proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà dei materiali, dei carichi e per interpretare i risultati.

Sono consentiti anche proprietà dei materiali ortotropiche e dipendenti dalla temperatura. Gli elementi shell possono essere caricati da carichi gravitativi e/o uniformi in qualunque direzione, da pressioni di superficie sulle facce superiore, inferiore o laterali, e da carichi dovuti a variazioni di deformata o di temperatura.

La formula di integrazione utilizzata per la rigidità dell’elemento shell è a 4 nodi.

Lo stato tensionale e le forze e momenti interni sono calcolate 2-a-2 nei punti di integrazione di Gauss ed estrapolati ai nodi dell’elemento.

### 8.1.1 Definizione dei percorsi e dei casi di carico

Un percorso di carico è una specifica distribuzione di forze, spostamenti, temperature ed altri fattori che agisce sulla struttura. Un percorso di carico, per generare un effetto, deve essere applicato nei casi di carico. Un caso di carico definisce come i carichi vengono applicati alla struttura (ad esempio se in modo statico o dinamico), come risponde la struttura (ad esempio se in modo lineare o non lineare) e in che modo deve essere fatta l’analisi.

Un caso di carico definisce quanto carico deve essere applicato alla struttura e come la risposta della struttura debba essere calcolata.

## 9. CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per la verifica delle sezioni in conglomerato armato è stato utilizzato il codice di calcolo RC-SEC. Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l’acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 9.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 9.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il taglio resistente nelle sezioni in c.a. è stato calcolato considerando il caso di elementi senza armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi senza armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza di}$$

calcolo dell’elemento privo di armatura a taglio



$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm;}$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd}+d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} ;$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} ;$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 9.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel §4.1.2.2 del D.M. 17-01-20. Sono stati considerati:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di deformazione.

#### Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando:

- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.
- $\sigma_{s,max} = 0.70 f_{yk}$  per combinazione caratteristica

#### Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 7 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 8 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento  $w_1$  per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

- $w_1 = 0.20 \text{ mm}$

#### Stato limite di deformazione

Le verifiche di deformazione si effettuano considerando la freccia massima della soletta superiore sotto l’azione dei carichi mobili e nella combinazione rara.

In particolare, per gli spostamenti verticali della soletta superiore si hanno i seguenti valori limite:

- $\delta = L/500$

## 10. ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE

### 10.1 Analisi dei carichi

Relativamente alla sezione stratigrafica considerata, si riporta nel seguito l’analisi dei carichi considerata nel calcolo delle sollecitazioni sulle strutture. Tutti i carichi elementari agenti sulla struttura, sono stati valutati nell’ambito del metodo degli Stati Limite, pertanto i loro valori sono da assumersi quali caratteristici. Nel successivo capitolo, relativo alle Combinazioni di Carico, vengono illustrati i vari coefficienti parziali di sicurezza che conducono ai valori di calcolo delle azioni.

#### 10.1.1 Permanenti strutturali

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e sono valutati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria del problema e dai pesi specifici dei materiali.

#### Pesi propri

Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_c$	=	25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
---------------------------------	------------	---	-------	----------------------

Il peso dei differenti elementi strutturali riguarda:

- soletta di fondazione;
- setti verticali;
- soletta di copertura.

#### 10.1.2 Permanenti non strutturali

Relativamente al manufatto in esame non è stato considerato nessun sovraccarico sulla soletta di copertura.

#### 10.1.3 Spinta statica del terreno

L’entità della spinta del terreno sull’opera è determinata a partire dalla condizione di spinta a riposo.

$$k_{0,A} = 1 - \sin \phi = 0.427$$

#### 10.1.4 Spinta dell’acqua

Sulle pareti esterne della vasca si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza della falda al p.c. Sulla platea di fondazione è stata considerata una sottospinta idraulica pari a  $\gamma_w \cdot h_w$ .

Sulle pareti interne di rivestimento si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza dall’acqua all’interno delle vasche. Si considera un peso dell’unità di volume dell’acqua pari a  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

### 10.1.5 Sovraccarico accidentale da traffico stradale

Sulla soletta di copertura e sulle pareti laterali del manufatto si considera un sovraccarico accidentale da traffico stradale, applicato come carico uniformemente distribuito, pari a 20 kPa.

### 10.1.6 Azione del sisma

Coerentemente con la modalità di analisi sismica pseudostatica adottata, sono stati determinati i coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$  che moltiplicati per le forze di gravità agenti sull’opera rappresentano le forze statiche equivalenti a quelle sismiche. A tale scopo si è fatto riferimento a quanto riportato nel §7.11.6.2.1 nel caso delle opere di sostegno, utilizzando le seguenti equazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $a_{\max} = S \cdot a_g$  Accelerazione massima di riferimento del sito;
- $\beta_m = 1$  coefficiente funzione della categoria del sottosuolo, unitario nel caso di strutture che non siano in grado subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Nel caso in esame, data la tipologia di opera, si è assunto un coefficiente  $\beta_m$  unitario e si ha:

- $k_h = 0.273$
- $k_v = 0.137$

### 10.1.7 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull’intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad  $H/2$ .

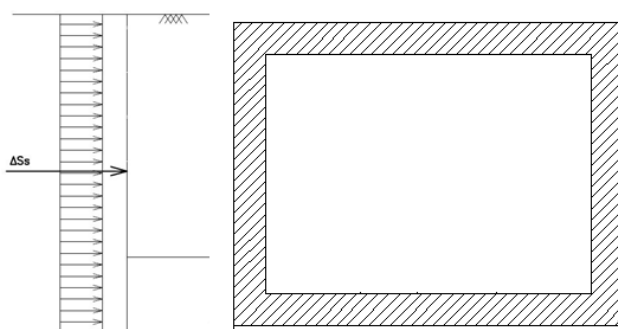


Figura 10.1 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica del terreno

## 10.2 Condizioni di carico elementari

Si riportano di seguito l’elenco dei carichi elementari considerati e alcuni esempi dove si esplicitano le modalità di applicazione nel modello SAP analizzato. Negli schemi con carichi unitario il valore di progetto del carico è stato applicato come moltiplicatore nella schermata “Load Case” già comprensivo dei coefficienti parziali di sicurezza sui materiali e dei coefficienti di combinazione dei carichi.

n.	Condizioni	Azione	Tipo	Sigla
1	Statiche	peso proprio	P	g1
2	Statiche	spinta terreno	P	g1
3	Statiche	peso rinterro	P	g2
4	Statiche	spinta idrostatica	P	u
5	Statiche	stradale	V	q
6	Sismiche	spinta idrodinamica	S	udin
7	Sismiche	inerzia orizzontale	S	lhz
8	Sismiche	inerzia verticale	S	lvz
9	Sismiche	Wood	S	Wood

Tabella 10.1 - condizioni elementari di carico



Figura 10.2 - condizione di carico g1 – spinta del terreno

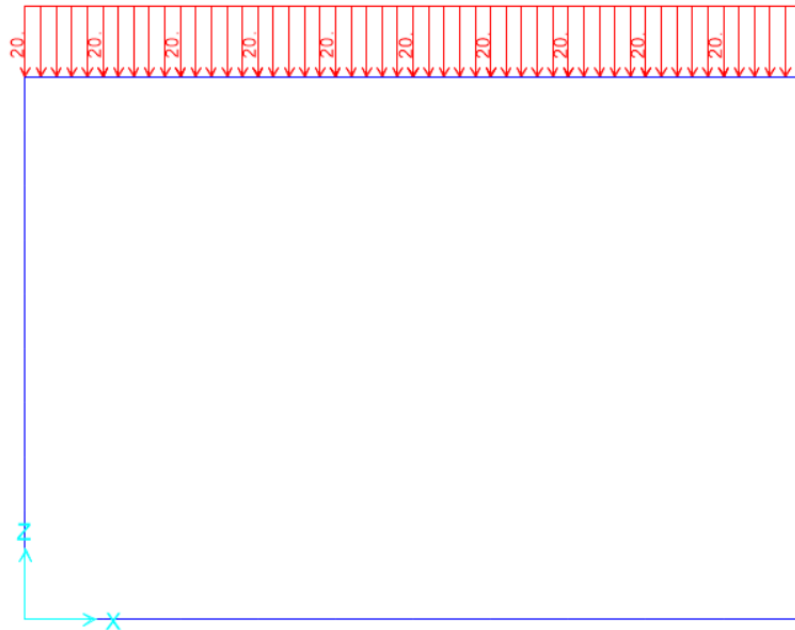


Figura 10.3 - condizione di carico  $q$  – sovraccarico stradale

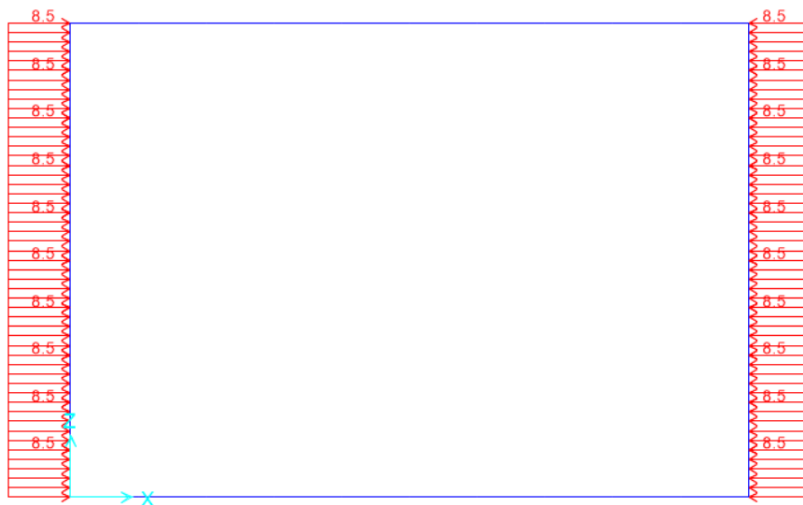


Figura 10.4 - condizione di carico  $q$  – spinta da sovraccarico

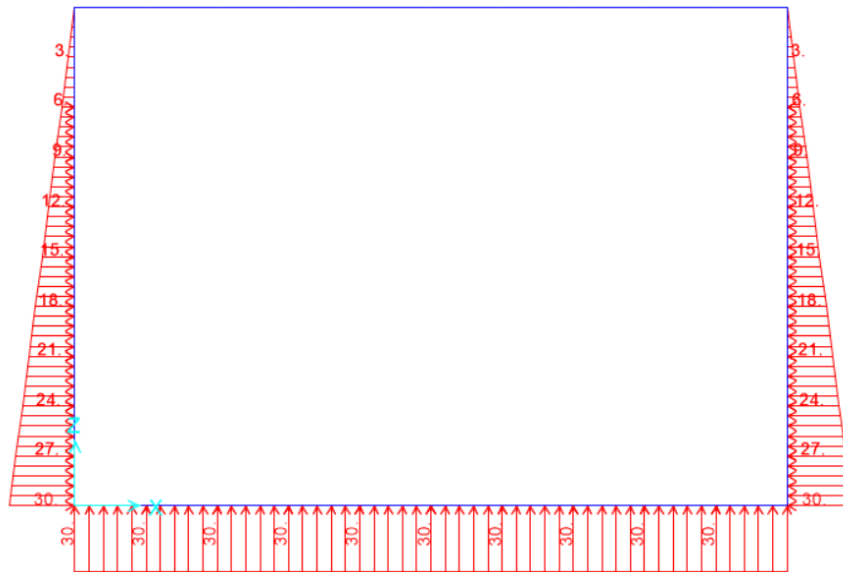


Figura 10.5 - condizione di carico P – spinta idrostatica esterna

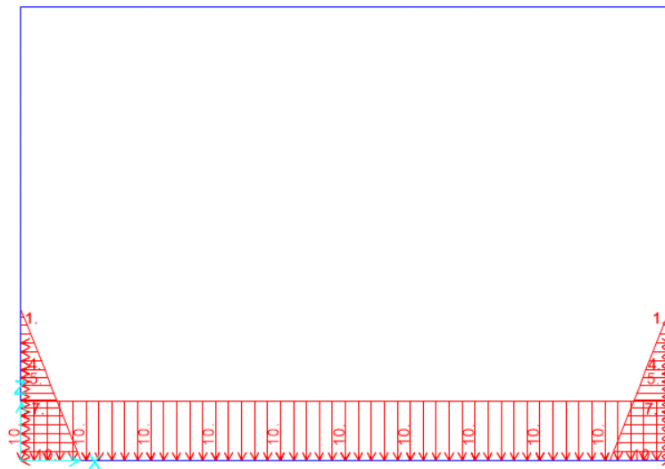


Figura 10.6 - condizione di carico P – spinta idrostatica interna





Figura 10.7 - condizione di carico Wood – sovraspinta sismica del terreno



Figura 10.8 - condizione di carico S – spinta idrodinamica

### 10.3 Combinazioni dei carichi

Nelle tabelle seguenti si riportano le combinazioni di carico adottate nell’analisi per i vari stati limite considerati.

SLU 1  $\gamma_{G1} * DEAD + \gamma_{G1} * SP\_T\_SX + \gamma_{G1} * SP\_T\_DX + \gamma_{Q1} * Q\_traff + \gamma_{Q1} * Q\_falda$

SLU 2  $\gamma_{G1} * DEAD + \gamma_{G1} * SP\_T\_SX + \gamma_{G1} * SP\_T\_DX + \gamma_{Q1} * Q\_traff + \gamma_{Q1} * Q\_falda + \gamma_{Q1} * Q\_v\_SX$

SLV 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + * Q_{falda}$
SLV 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLV 3	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLV 4	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE RARA 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE RARA 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE FREQ 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE FREQ 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE QP1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE QP2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
INV. SLU	SLU 1 + SLU 2
INV. SLV	SLV 1 + SLV 2 + SLV 3 + SLV 4
INV. SLE	SLE 1 + SLE 2 + SLE 3 + SLE 4 + SLE 5 + SLE 6

Tabella 10.2: Combinazioni di carico

dove:

DEAD Pesì propri

Rint. Carico da ricoprimento

Q\_traff Sovraccarico traffico veicolare

SP\_T\_SX Spinta terreno su setto Sx

SP\_T\_DX Spinta terreno su setto Dx

SP\_T\_SX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Sx

SP\_T\_DX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Dx

SP\_E\_SX Spinta sismica su setto Sx

SP\_E\_DX Spinta sismica su setto Dx

Q\_v\_Sx Spinta statica da riempimento vasca Sx

E\_v\_Sx Spinta dinamica da riempimento vasca Sx

E\_v\_Dx Spinta dinamica da riempimento vasca Dx

Fx,p\_lat Forza dinamica orizz. setto sx e dx

Fy,p\_lat Forza dinamica vert. setto sx e dx

Fx,p\_cent Forza dinamica orizz. setto centrale

Fy,p\_cent Forza dinamica vert. setto centrale

Fx,ssup Forza dinamica orizz. soletta superiore

Fy,ssup Forza dinamica vert. soletta superiore

Fx,sinf Forza dinamica orizz. soletta inferiore

Fy,sinf Forza dinamica vert. soletta inferiore

Con coefficienti di combinazione

$\gamma_{G1}$  1.3

$\gamma_{Q1}$  1.5

$\psi_{0,traff}$  0.4

$\psi_{1,traff}$  0.4

$\psi_{2,traff}$  0

#### 10.4 Modello di calcolo

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio piano analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.14 (Computers and Structures®).

Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti. La mesh è composta da elementi con passo di circa 1.0m.

Si è analizzata una lunghezza unitaria di 1 m dello scatolare a cui sono stati assegnati le sezioni ed i carichi corrispondenti.

L’analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Alle aste sono state assegnate le seguenti caratteristiche geometriche:

- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di fondazione;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.40$  m per i piedritti;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di copertura

Per simulare la presenza del terreno ai lati e in fondazione della struttura sono state assegnate agli elementi frame molle con la funzione “Line spring” aventi rigidità di  $18400 \text{ kN/m}^3$ .

Affinché le molle risultassero reagenti solamente a compressione è stato necessario eseguire un’analisi non lineare assegnando alla struttura dei carichi di tipo “Nonlinear Static”

## 10.5 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati delle analisi svolte in termini di spostamenti nodali e sollecitazioni sugli elementi, dove le sollecitazioni massime mostrate sia in termini di sforzo normale che taglio e momento flettente corrispondono ai valori in corrispondenza dei nodi tra gli elementi del modello di calcolo, ovvero i punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi. Nelle verifiche le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi si considerano secondo il seguente criterio:

- sforzo normale: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  del punto di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);
- taglio: valori in corrispondenza del filo interno degli elementi;
- momento flettente: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  dei punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);

dove  $s$  è lo spessore dell’elemento strutturale considerato.

Nelle immagini che seguono si riportano gli inviluppi degli spostamenti nodali e dei diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall’analisi dei risultati.

### 10.5.1 Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE

Dall’inviluppo degli spostamenti nodali, riporta di seguito, ottenuto dall’analisi eseguita si osserva che il massimo spostamento differenziale (valore dello spostamento misurato in mezzera – valore della traslazione rigida dovuto al cedimento complessivo dello scatolare) in corrispondenza della mezzera della soletta superiore risulta di circa  $0.4 \text{ mm}$  inferiore al valore limite imposto pari a  $L/500 = 4400/500 = 8.8 \text{ mm}$ .

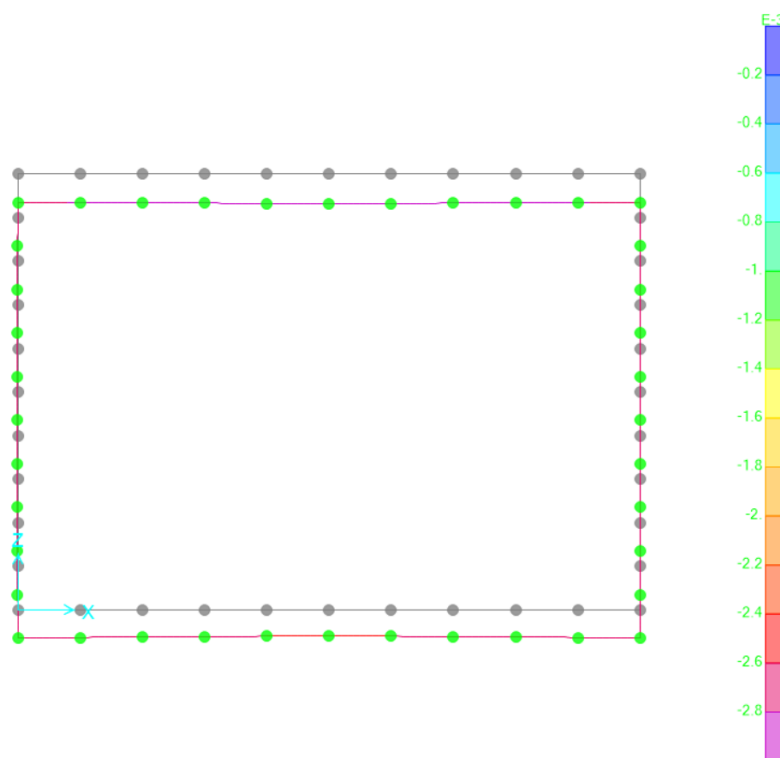


Figura 10.9 – Inviluppo SLE spostamenti nodali

10.5.2 Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE

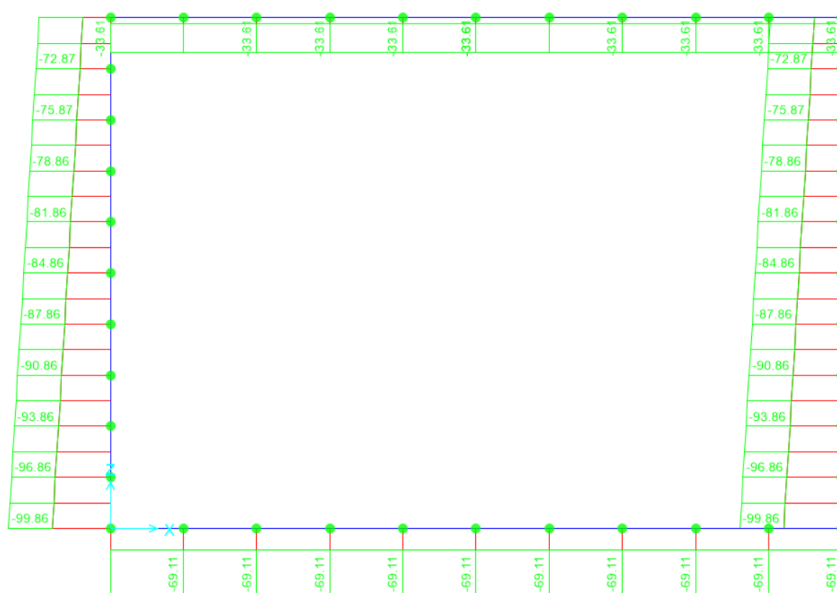


Figura 10.10 – Inviluppo SLE sforzo normale

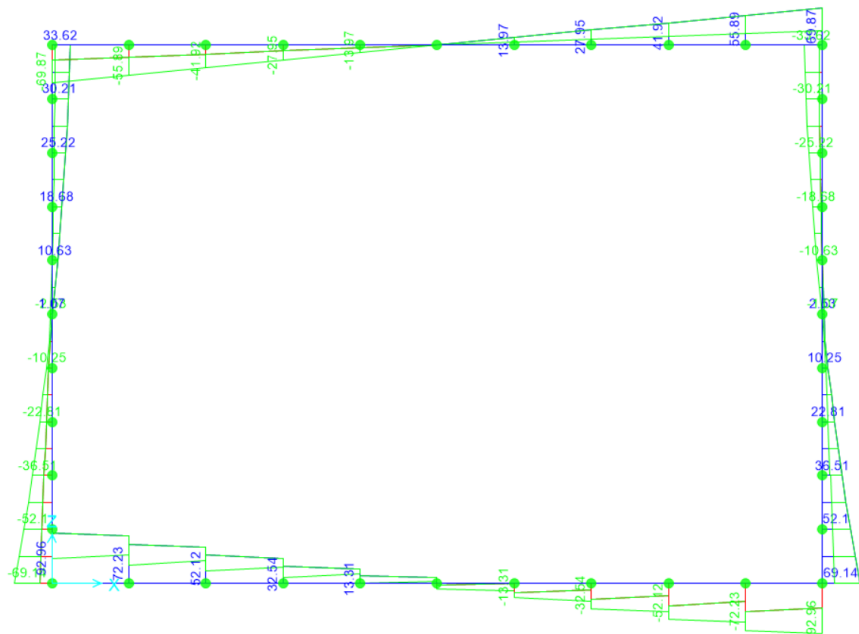


Figura 10.11 – Inviluppo SLE sforzo di taglio

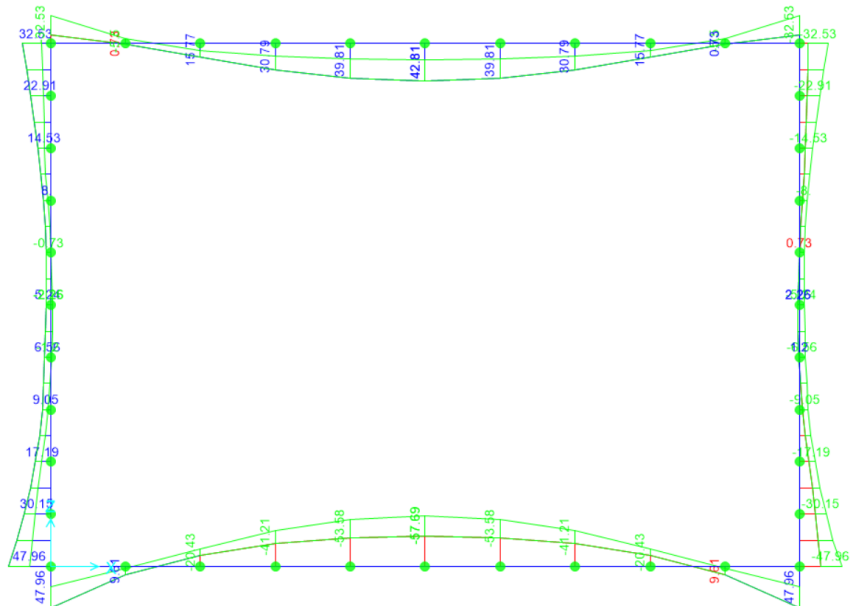


Figura 10.12 – Inviluppo SLE momento flettente

### 10.5.3 Diagrammi di output delle sollecitazioni – SLU/SLV

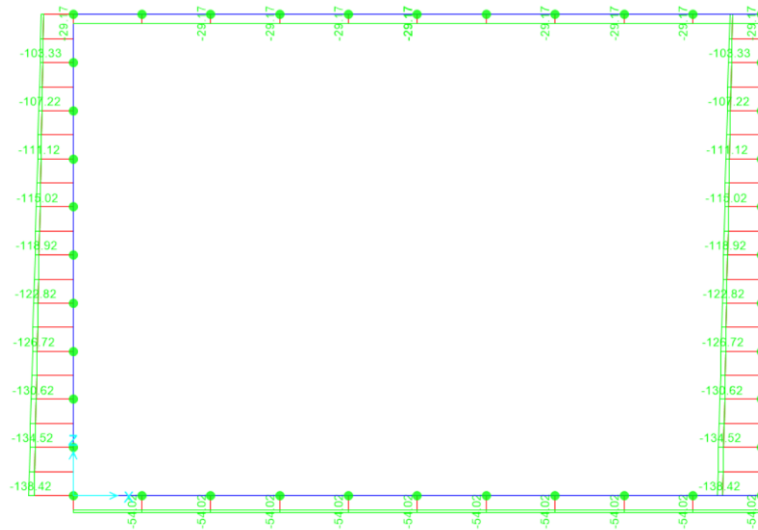


Figura 10.13 – Inviluppo SLU sforzo normale

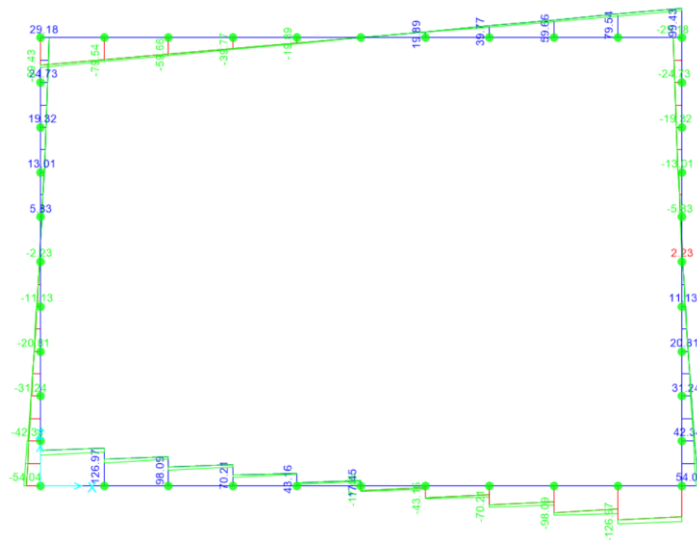


Figura 10.14 – Inviluppo SLU sforzo di taglio

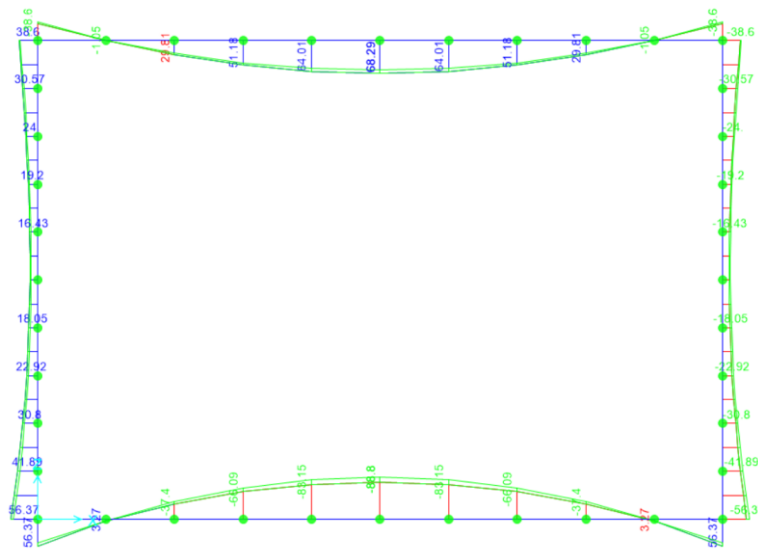


Figura 10.15 – Inviluppo SLU momento flettente

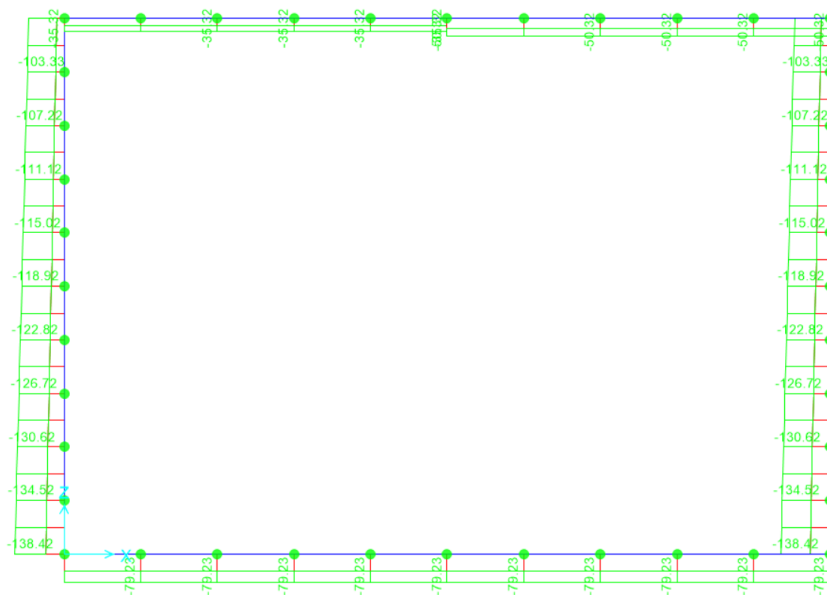


Figura 10.16 - Inviluppo SLV sforzo normale



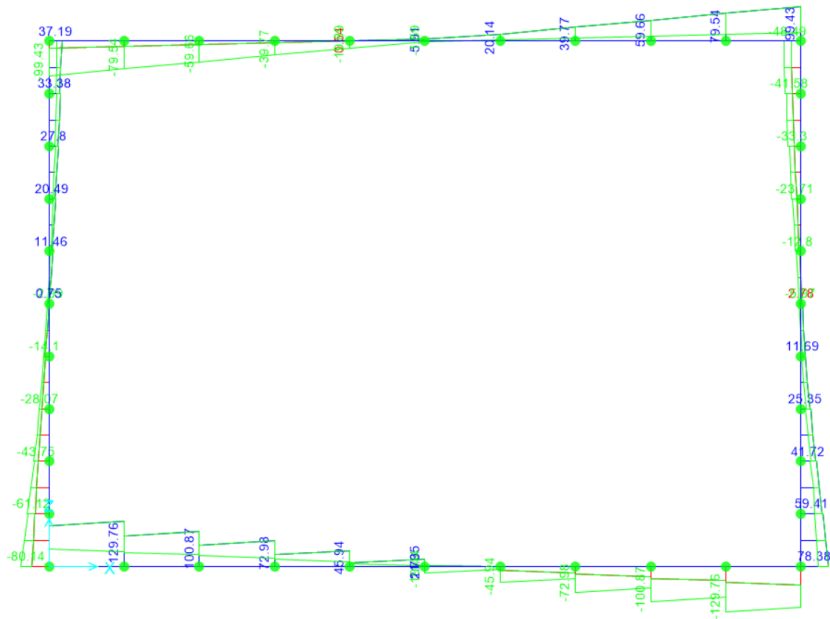


Figura 10.17 - Involuppo SLV sforzo di taglio

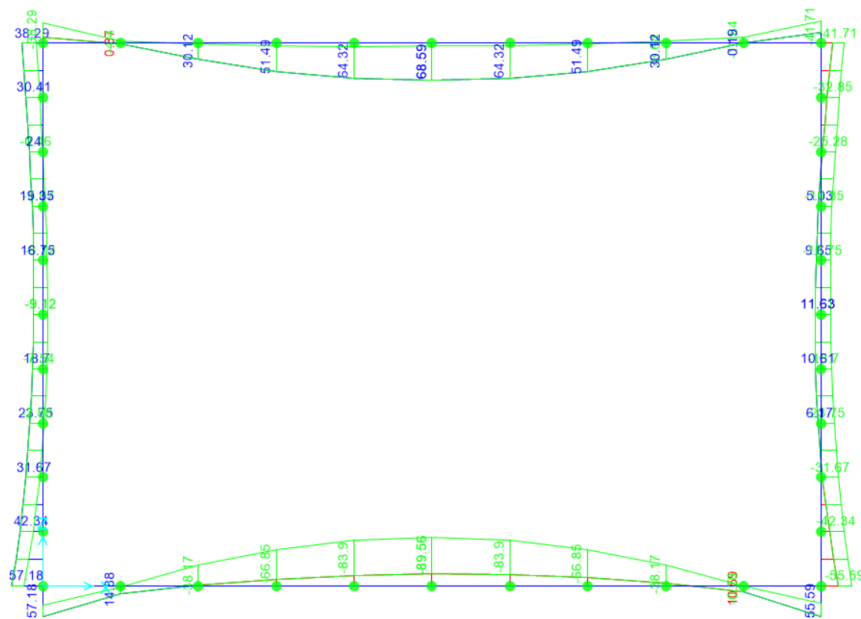


Figura 10.18 - Involuppo SLV momento flettente

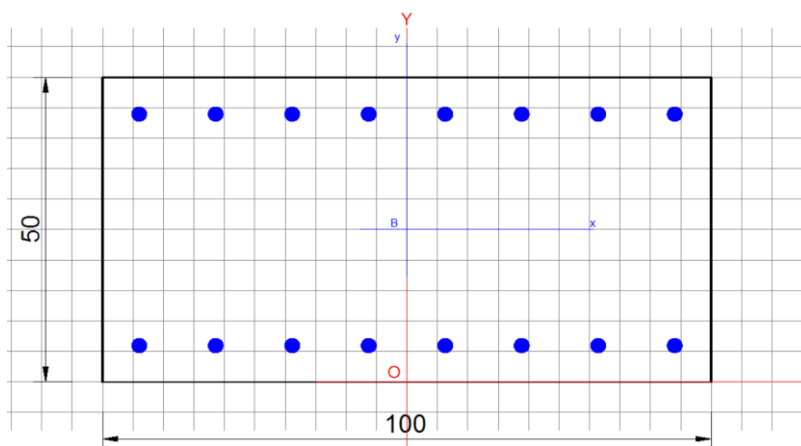
## 10.6 Verifiche strutturali

Con riferimento al §9 della presente relazione, per i setti e le solette di fondazione e copertura si riportano le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. più sollecitate per le varie combinazioni analizzate. In particolare, sono state verificate le sezioni in corrispondenza delle mezzerie delle solette di fondazione e copertura e le sezioni nodali dei piedritti (comprehensive delle sezioni nodali delle solette). Le verifiche sono state condotte mediante il software RC-SEC.

### 10.6.1 Soletta inferiore

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 1.97



#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe

Forma della sezione: Rettangolare

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	54.00	0.10	123.20	0.00
2	79.20	0.10	123.00	0.00

## RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.6 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	54.00	0.10	54.25	416.394	163.903	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	79.20	0.10	79.06	421.164	211.643	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02098	6.0
2	0.00350	50.0	0.00019	44.0	-0.02076	6.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

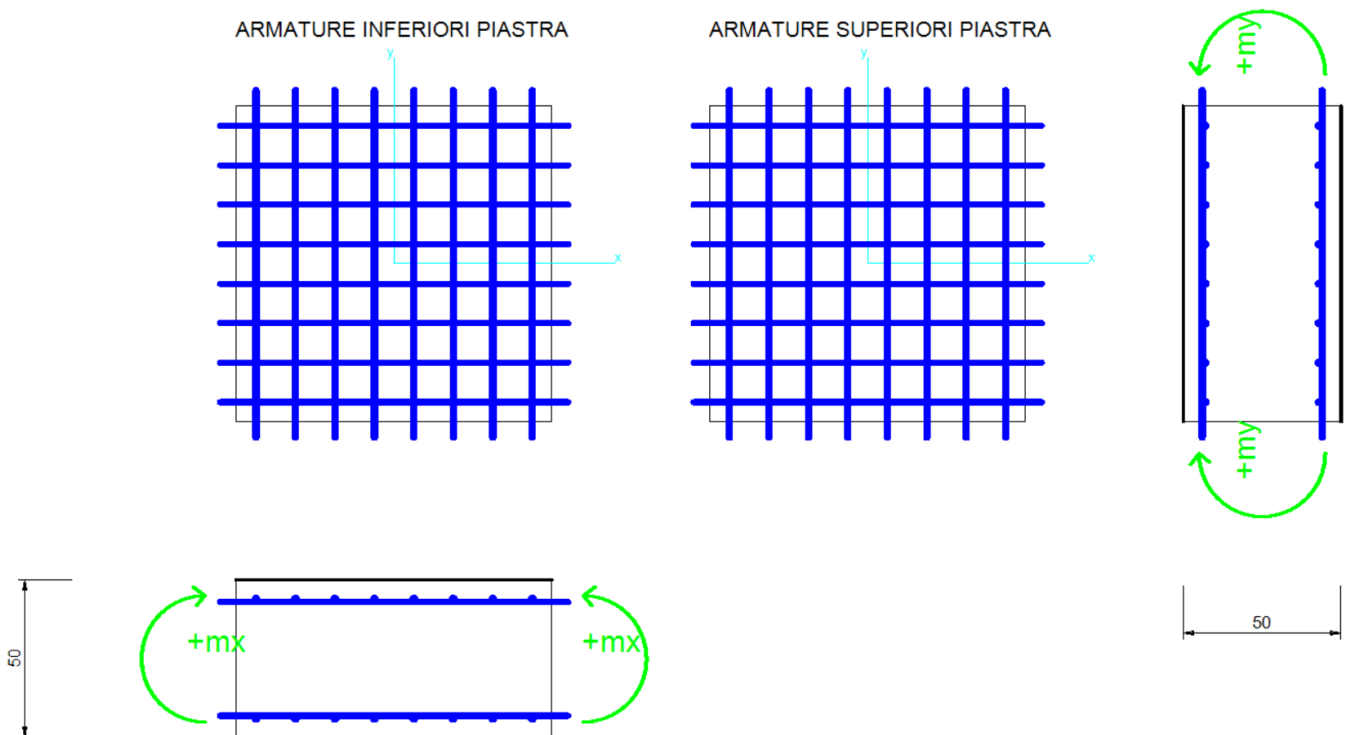
Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]

bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°CombVer	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	123.20	242.86	44.0	100.00.0057	0.01
2	S	123.00	246.19	44.0	100.00.0057	0.02

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8 $\varnothing$ 20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 4.57



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASIALE**

Descrizione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.00350	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Stress-Block	Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.0	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.20	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra:	50.0	cm	
Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	88.80	0.00	0.00	88.80	0.000	0.00
2	89.60	0.00	0.00	89.60	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	57.70	0.00	0.00	57.70	0.000	0.00

#### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	40.60	0.00	0.00	40.60	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	36.00	0.00	0.00	36.00	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)

Ver S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myu I/ myu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	88.80	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	89.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver S/N Esito verifica  
 Sc max Massima compressione [N/mm<sup>2</sup>] nel calcestruzzo per flessione  
 Tipo Fess\_1 Tipo di fessurazione per m\_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_1 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_1  
 Sy\_1 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_1  
 Wk\_1 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Tipo Fess\_2 Tipo di fessurazione per m\_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	1.1	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

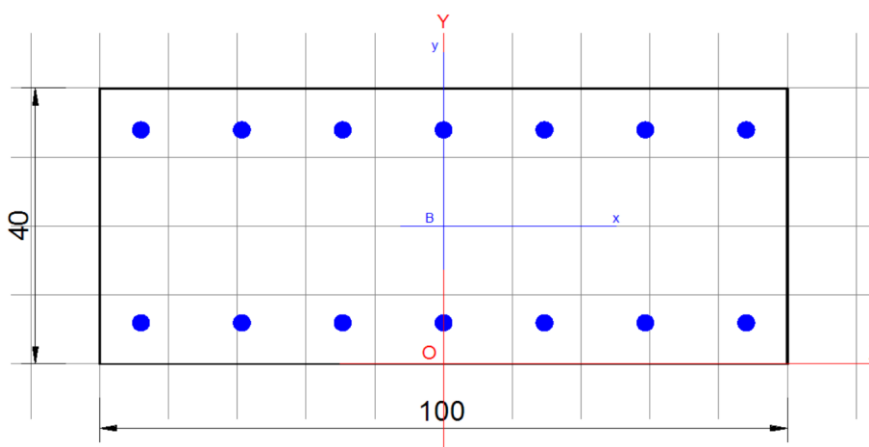
N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			



## 10.6.2Setti

### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio delle pareti laterali

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 7 $\varnothing$ 20 (percentuale di armatura = 1.1 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 2.88



### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo:	B450C
-----------------	-------

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito		

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	134.50	0.10	52.10	0.00
2	134.50	0.10	75.50	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)

Yn	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
x/d	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
C.Rid.	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
As Tesa	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	134.50	0.10	134.35	292.032920.265	33.8	0.18	0.70	22.0	(6.1)
2	S	134.50	0.10	134.35	292.032920.265	33.8	0.18	0.70	22.0	(6.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0
2	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0

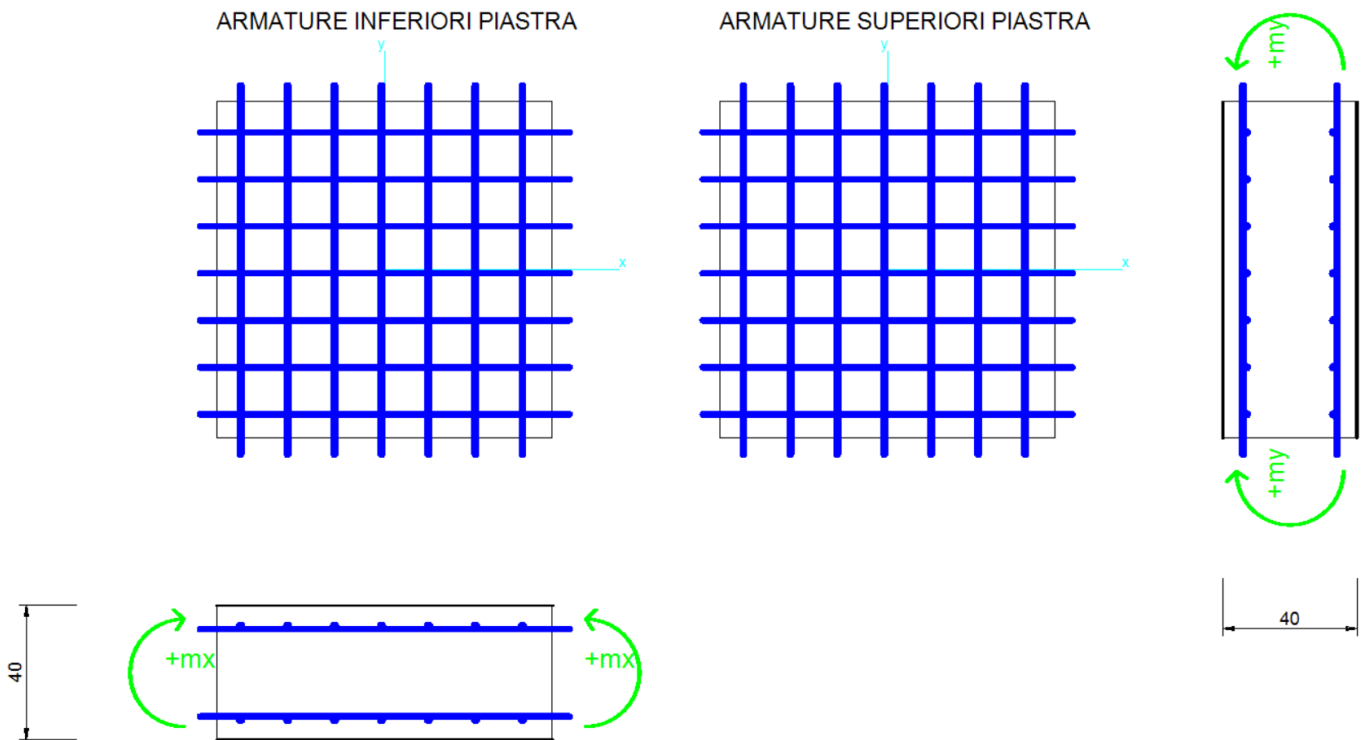
### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	52.10	217.53	34.0	100.00.0065	0.03	
2	S	75.50	217.53	34.0	100.00.0065	0.03	

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra (parete laterale)

- Armature per pressoflessione: 7 $\phi$ 20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 6.61



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASSIALE**

Descrizione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 450.0 MPa  
 Resist. caratt. a rottura ftk: 450.0 MPa  
 Resist. a snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa  
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.3 MPa  
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa  
 Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito  
 Comb.Rare - Sf Limite: 360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra: 40.0 cm

Barre inferiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm  
 Barre superiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm  
 Barre inferiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm  
 Barre superiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 my momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 mxy momento torcente di piastra // [kNm/m]  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m\_1 e la dir. x delle barre (theta\_2=theta\_1+90°)  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	41.90	0.00	0.00	41.90	0.000	0.00
2	42.30	0.00	0.00	42.30	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	30.20	0.00	0.00	30.20	0.000	0.00

**COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	22.40	0.00	0.00	22.40	0.000	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	17.70	0.00	0.00	17.70	0.000	0.00

**VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)**

Ver                              S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myd I/ myu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	41.90	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	42.30	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver	S/N Esito verifica
Sc max	Massima compressione [N/mm <sup>2</sup> ] nel calcestruzzo per flessione
Tipo Fess_1	Tipo di fessurazione per m_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_1	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_1
Sy_1	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_1
Wk_1	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Tipo Fess_2	Tipo di fessurazione per m_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_2	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_2
Sy_2	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_2
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.9	Non fess.				Non fess.			

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			

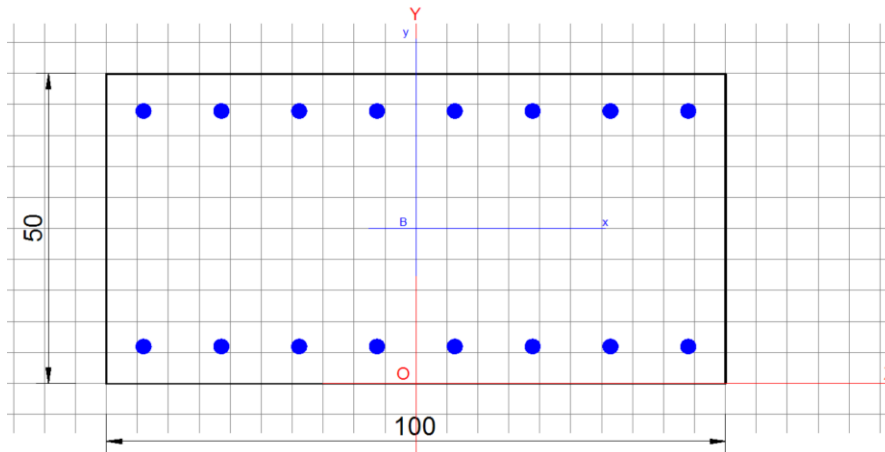
### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

#### 10.6.3 Soletta superiore

##### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio) = 2.66



#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa



Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	29.20	0.10	90.20	0.00
2	50.30	0.10	90.20	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	29.20	0.10	29.19	411.56	411.56	43.8	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	50.30	0.10	50.48	415.67	415.67	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00013	44.0	-0.02121	6.0
2	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02101	6.0

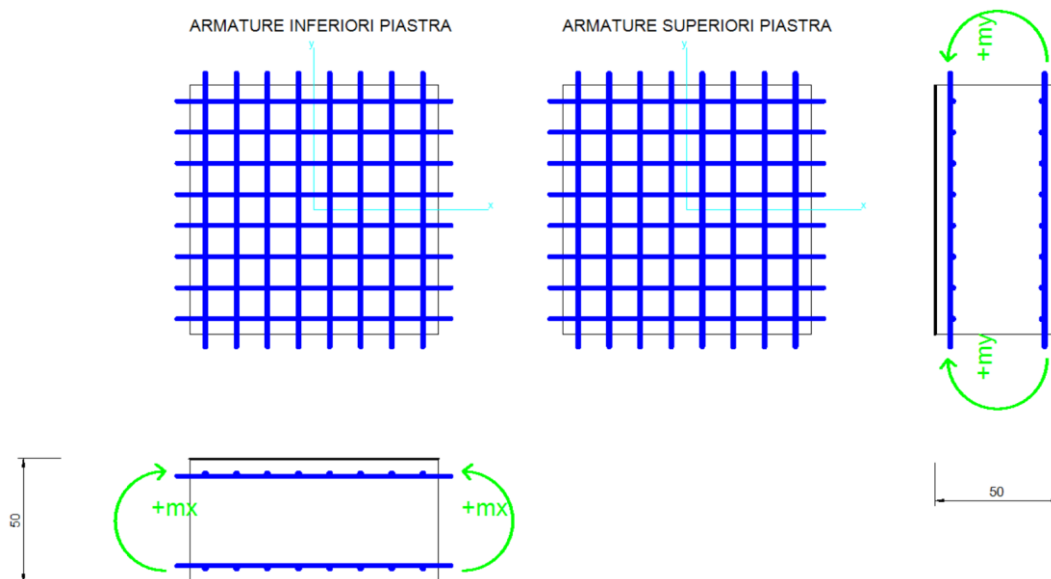
#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	90.20	239.59	44.0	100.00	0.0057	0.01
2	S	90.20	242.37	44.0	100.00	0.0057	0.01

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8Ø20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione) = 5.98



#### DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASIALE

Descrizione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa  
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra: 50.0 cm

Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	68.30	0.00	0.00	68.30	0.000	0.00
2	68.60	0.00	0.00	68.60	0.000	0.00

### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
my	Momento //barre dir. y [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
mxy	Momento torcente di piastra [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	42.80	0.00	0.00	42.80	0.000	0.00

### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [kNm/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	25.40	0.00	0.00	25.40	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [kNm/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	19.20	0.00	0.00	19.20	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)

Ver S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myu I/ myu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	68.30	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	68.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver S/N Esito verifica  
 Sc max Massima compressione [N/mm<sup>2</sup>] nel calcestruzzo per flessione  
 Tipo Fess\_1 Tipo di fessurazione per m\_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_1 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_1  
 Sy\_1 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_1  
 Wk\_1 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Tipo Fess\_2 Tipo di fessurazione per m\_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi

Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.4	Non fess.				Non fess.			

## 11. INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze degli elementi strutturali verificati.

- Soletta di fondazione –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;
- Setto laterale –  $I = 173 \text{ kg/m}^3$ ;
- Soletta superiore –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;

## INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA .....	6
3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3.2 DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO .....	7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
4.1 CALCESTRUZZO .....	8
4.2 ACCIAIO PER C.A. ....	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	11
5.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	11
5.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO E SEZIONE PRESA COME RIFERIMENTO.....	22
5.3 FALDA E PERMEABILITÀ DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	24
6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	26
6.1 AZIONE SISMICA .....	26
6.2 VITA NOMINALE.....	26
6.3 CLASSE D’USO .....	27
6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA .....	27
6.5 TEMPO DI RITORNO DELL’EVENTO SISMICO.....	27
6.6 ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO .....	27
6.7 PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE .....	30
6.7.1 Effetti stratigrafici.....	30
6.7.2 Effetti topografici.....	32
6.8 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO .....	33
7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018 .....	34



7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO.....	34
8.	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI .....	37
8.1	METODOLOGIA DI CALCOLO PER LE STRUTTURE INTERNE .....	37
8.1.1	<i>Definizione dei percorsi e dei casi di carico .....</i>	<i>38</i>
9.	CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO .....	40
9.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE .....	40
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	40
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D’ESERCIZIO.....	41
10.	ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE .....	44
10.1	ANALISI DEI CARICHI .....	44
10.1.1	<i>Permanenti strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.2	<i>Permanenti non strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.3	<i>Spinta statica del terreno .....</i>	<i>44</i>
10.1.4	<i>Spinta dell’acqua.....</i>	<i>44</i>
10.1.5	<i>Sovraccarico accidentale da traffico stradale .....</i>	<i>45</i>
10.1.6	<i>Azione del sisma.....</i>	<i>45</i>
10.1.7	<i>Sovrappinta sismica.....</i>	<i>45</i>
10.2	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	45
10.3	COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	49
10.4	MODELLO DI CALCOLO.....	51
10.5	RISULTATI DELLE ANALISI.....	52
10.5.1	<i>Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE.....</i>	<i>52</i>
10.5.2	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE.....</i>	<i>53</i>
10.5.3	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni – SLU/SLV .....</i>	<i>55</i>
10.6	VERIFICHE STRUTTURALI .....	58

10.6.1 Soletta inferiore .....	58
10.6.2 Setti .....	65
10.6.3 Soletta superiore.....	71
11. INCIDENZE.....	79

## 1. PREMESSA

La presente relazione fa riferimento alle verifiche strutturali del nuovo collettore ASA inserito nell’area interessata dal Progetto Definitivo delle Infrastrutture e Servizi dell’area di Interesse Nazionale (SIN) Bagnoli-Coroglio (NA).

Il progetto prevede la realizzazione di nuove opere e modifiche-demolizioni di alcune opere esistenti; di seguito si elencano le principali opere in progetto:

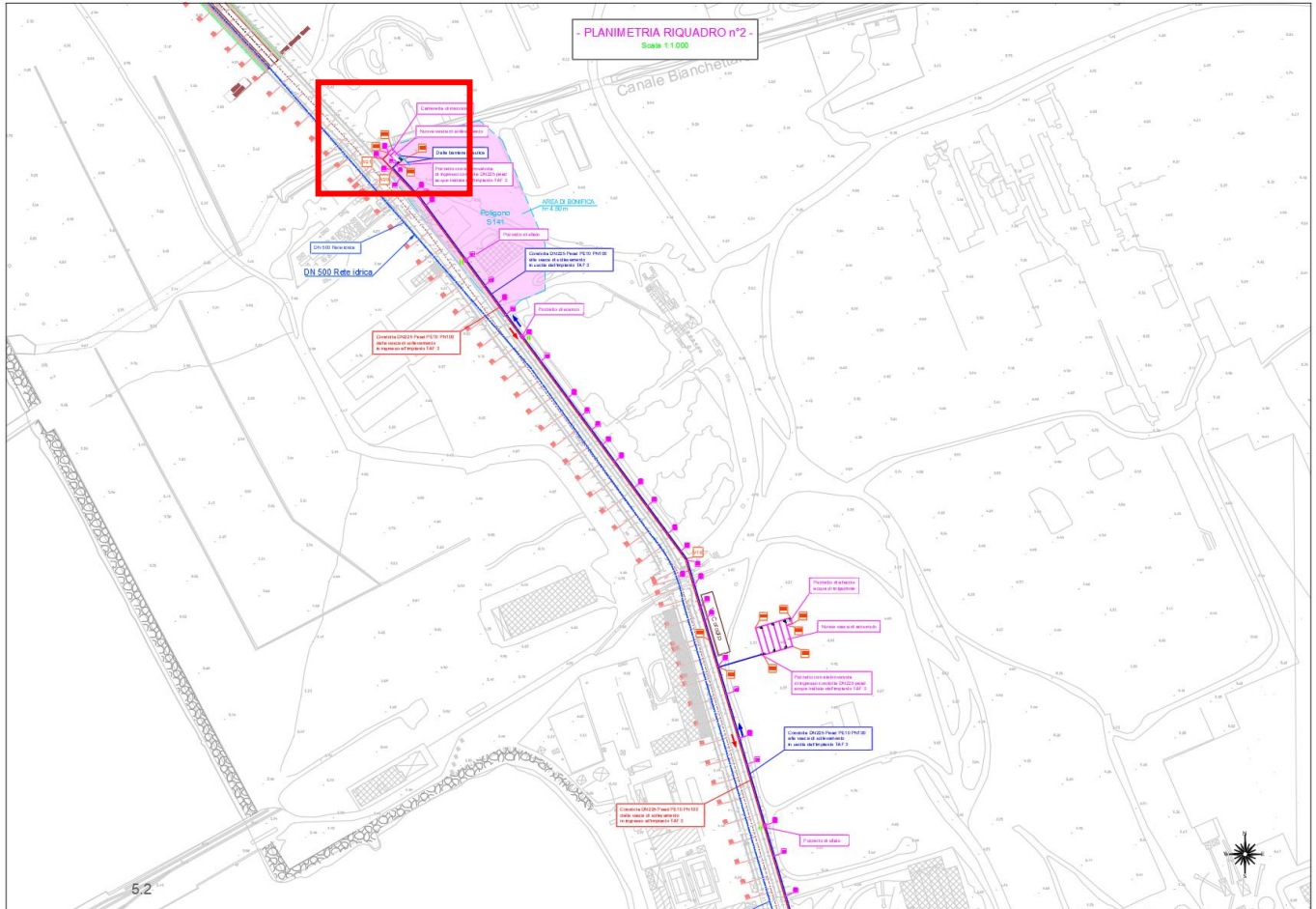
- Nuovi assi stradali
- Nuove condotte prementanti con manufatti
- Nuovo collettore ASA (Arena S. Antonio) con manufatti (Nuovo Impianto di Sollevamento e Dissabbiatura, Nuovo Impianto di Grigliatura, Nuovo TAF3)
- Nuovo collettore di pianura con manufatti

La presente Relazione è redatta con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) emanato il 17/1/2018 e nella Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, nonché alle “Linee Guida - Indagini ed Analisi Geologiche, Geofisiche e Geotecniche” della Regione Campania – A.G.C. LL.PP. – Settore Geologico Regionale.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche appositamente eseguite e su dati geologico-geomorfologici e stratigrafici dell’area ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura geologica.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche e geotecniche appositamente eseguite e su dati geotecnici ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura tecnica.

Nella presente relazione si esamina la vasca di sollevamento.



*Fig. 1: Planimetria generale e inquadramento dell’ opera*

## 2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA

Nella presente relazione è stata analizzata la sezione trasversale con larghezza interna delle vasche pari a 4.00 m ed altezza interna pari a 2.30 m; lo spessore della soletta di copertura è pari a 0.50 m; lo spessore della soletta di fondazione è pari a 0.50 m mentre delle pareti laterali è pari a 0.40 m.

La sezione complessiva presenta quindi una larghezza di 4.80 m ed un’altezza di 3.30 m.

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici e tutte le prescrizioni tecniche del presente Progetto Definitivo.

Nei capitoli successivi si riportano le ipotesi assunte alla base del calcolo e le verifiche delle strutture secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

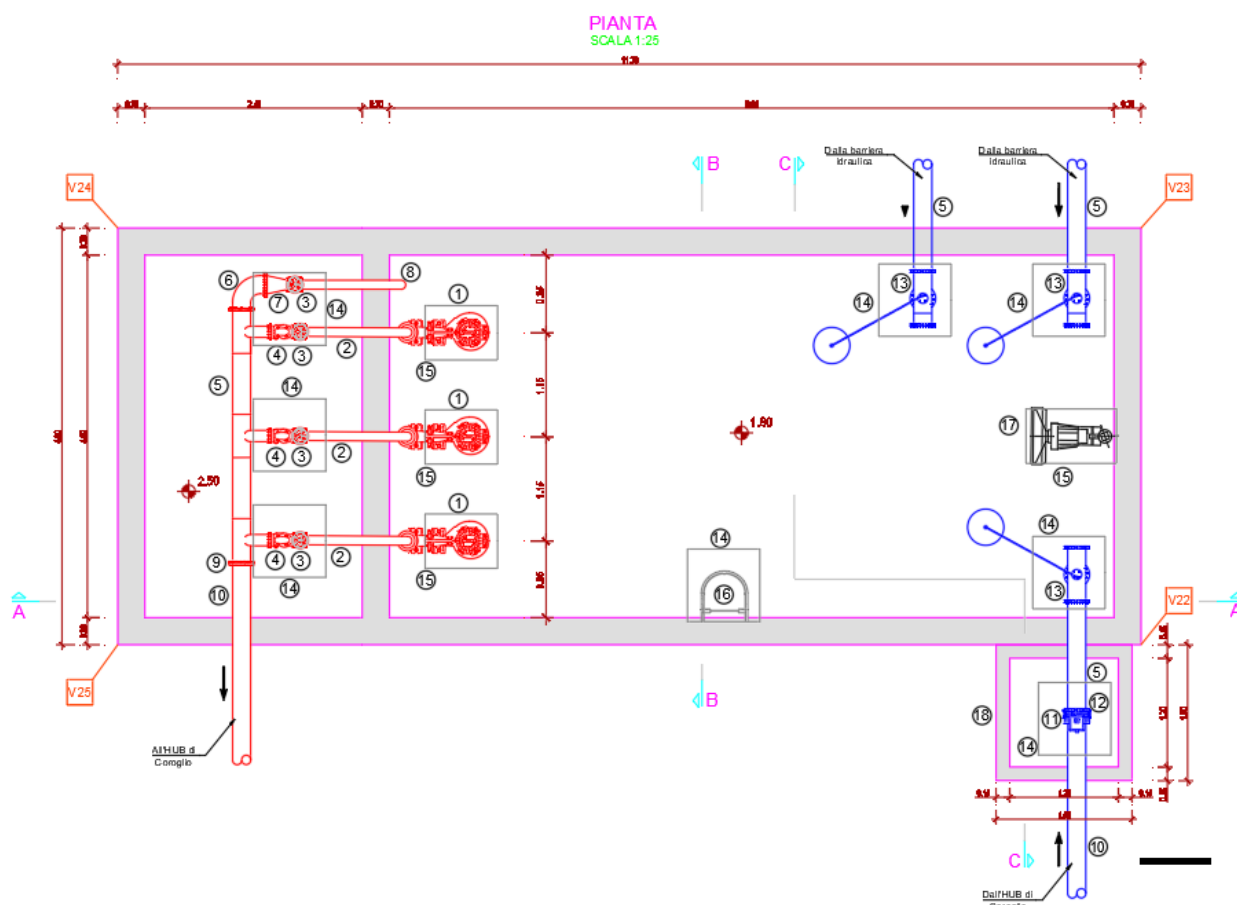


Figura 2.1 – Pianta vasca di accumulo

### 3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa di riferimento

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- Circ. Min. II.TT. 21/01/2019 n. 7, “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018”.
- Circ. Min. II.TT. 02/02/2009, n. 617 del Consiglio Superiore dei LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”.
- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI ENV 1997-3 (2002) - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito”;
- UNI ENV 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture e contenimento ed aspetti geotecnici.

#### 3.2 Documentazione progettuale di riferimento

Per la documentazione si fa riferimento agli elaborati specialistici prodotti nell’ambito di questo progetto definitivo.

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza  $r_k$  per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo  $\gamma$ :

$$r_d = r_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le principali caratteristiche meccaniche.

##### 4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

###### **Magroni**

- Classe di resistenza:	C12/15
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione:	X0
- Classe di consistenza slump:	S3
- Contenuto minimo di cemento:	150 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.60
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM II/B-M 32.5 R

###### **Calcestruzzo per strutture di fondazione:**

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XS1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	300 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.55
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	50 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

**Calcestruzzo per strutture in elevazione:**

- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di esposizione: XC4
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento: 300 Kg/m<sup>3</sup>
- Rapporto A/C: ≤ 0.55
- Aggregato: Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato: 25 mm
- Copriferro: 50 mm
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU:  $\gamma_c = 1,50$

**4.2 Acciaio per c.a.**

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto:  $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$  (frattile 10%)
- Rapporto:  $(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$  (frattile 10%)
- Allungamento:  $(A_{gt})_k > 7,5\%$  (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU:  $\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>o</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>o</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>o</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>o</sub></sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 2 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019



Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 3 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio del sottovia in oggetto è XS1 E XC4; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 3 è “Aggressiva”. Con riferimento alla tabella su riportata, pertanto, il valore nominale del copriferro di progetto sarà pari a 30 mm; vanno aggiunti altri 10 mm per la tolleranza costruttiva. In via cautelativa, non prevedendo controlli di qualità estremamente efficienti in cantiere per la misura dei copriferri, questi sono stati assunti pari a **50 mm**.

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi che seguono si riporta una breve descrizione ed una sintesi delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni rinvenuti nell’area di progetto fino alle profondità di interesse. I dati alla base della caratterizzazione geotecnica e sismica sono stati ottenuti dalle indagini in situ e di laboratorio. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica redatta nel corso della presente fase progettuale.

### 5.1 Definizione delle unità geotecniche individuate

Dai dati di sondaggi sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche

#### OLOCENE-RECENTE

##### ***R - Riporti Antropici***

In superficie si individua la presenza estesa di terreni di riporto, relativi alle varie fasi urbanistiche-industriali dell’area di Bagnoli, caratterizzate da elementi tufacei eterometrici, in matrice limosa-cineritica e sparsi frammenti di elementi di origine antropica laterizi e calcestruzzo.

Lo spessore varia da 3 a 5 metri circa.

L’unica eccezione significativa è riferita al sondaggio S13 in cui fino alla profondità di 20 m si sono intercettate litologie direttamente o indirettamente riconducibili a riporti; in particolare si cita la presenza di trovanti di calcestruzzo da 14,70 a 20 m di profondità dal p.c

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 8 a 40 colpi/30cm, con locali valori  $N_{spt} > 60$  ed a rifiuto; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili e di presenza di elementi antropici grossolani (frammenti di laterizi e di calcestruzzo).

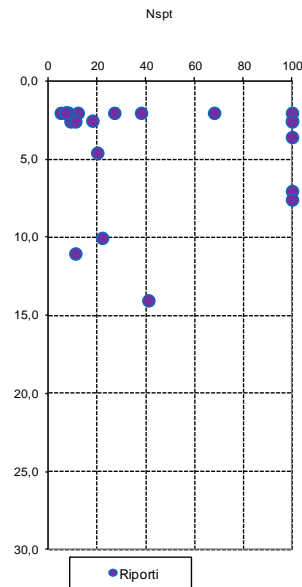


Figura 5.1 – valori penetrometrici SPT nei terreni di riporto

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici  $N_{spt} > 60$  colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa –  $D_r = 20-60\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 33-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 10-50$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-45$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione ghiaiosa-sabbiosa (80%) e frazione limo-argillosa trascurabile (15 %).

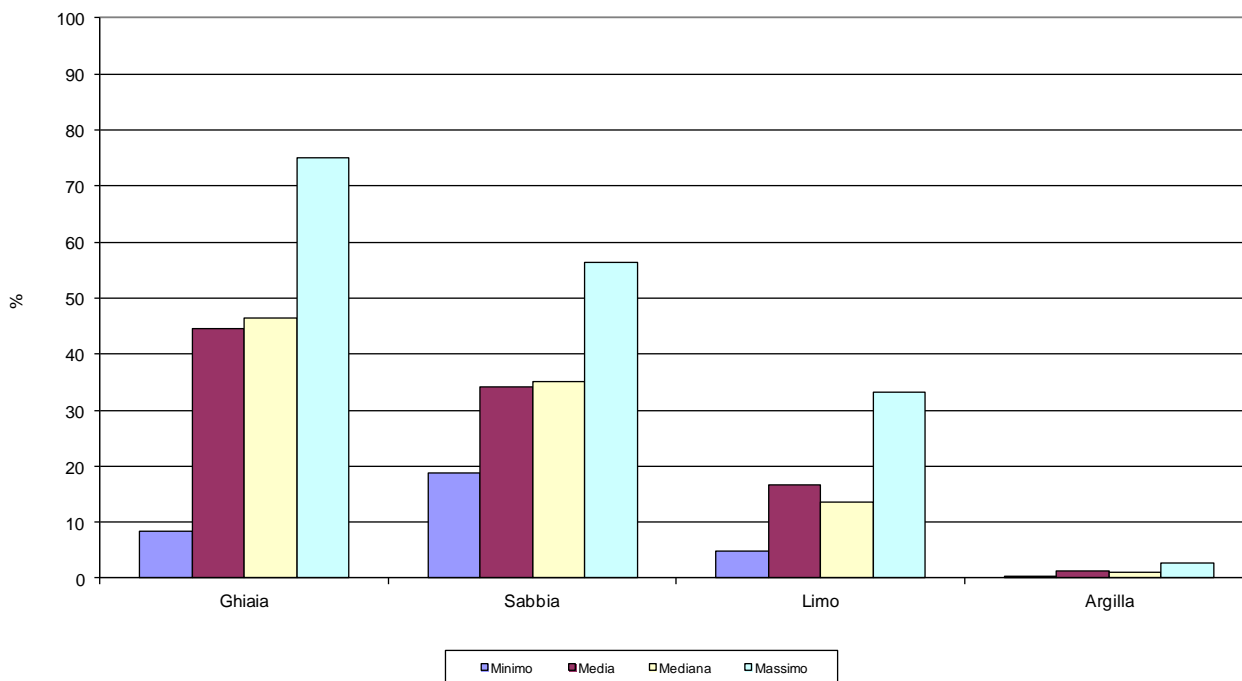


Figura 5.2 - Frazioni granulometriche nei riporti

In questa unità sono state eseguite prove di laboratorio su 9 campioni che hanno individuato valori di  $W_n = 9-32\%$ , pesi di volume  $\gamma = 11-16 \text{ kN/m}^3$  e decisamente non plastici.

Le prove di taglio diretto in corrispondenza della frazione sabbiosa hanno dato valori di  $\phi' = 34-41^\circ$  e  $c' = 8-45 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Peso di Volume - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15-16
Umidità naturale - $W_n$ (%)	24-51
Angolo di attrito - $\phi'$	33-36
Coazione drenata - $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)	10-50

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coazione nulla, con media deformabilità.

### LS – Limi sabbiosi

Inferiormente ai riporti, nella zona centrale della piana di Bagnoli, è presente un deposito limoso-sabbiosi e sabbioso-limoso di colore grigio-brunastro, con locali livelli organici.

Lo spessore varia da 3-5 metri nelle zone bordiere della piana di Bagnoli, fino a valori di circa 10-15 metri nelle zone centrali della piana ed ancora maggiori verso l’area costiera.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 2 a 40 colpi/30cm, con locali valori  $N_{spt} = 40-60$  colpi/30cm; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili (Figura 4.3).

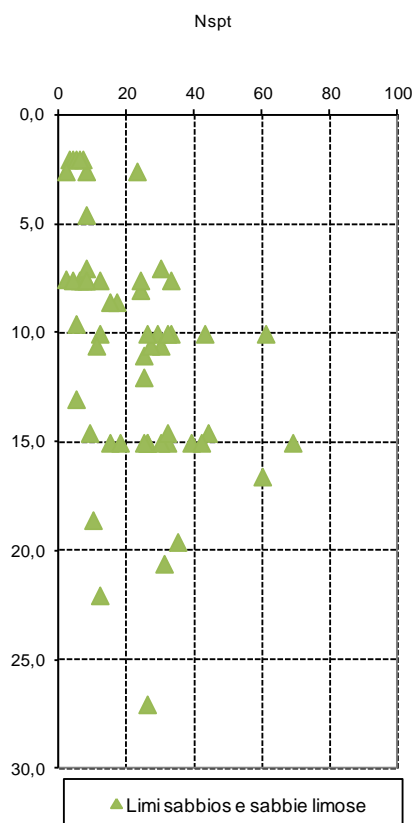


Figura 5.3 – valori penetrometrici SPT nei limi sabbiosi

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici  $N_{spt} > 40$  colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa –  $D_r = 20-60\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 30-35^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 10-30$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-25$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (80%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

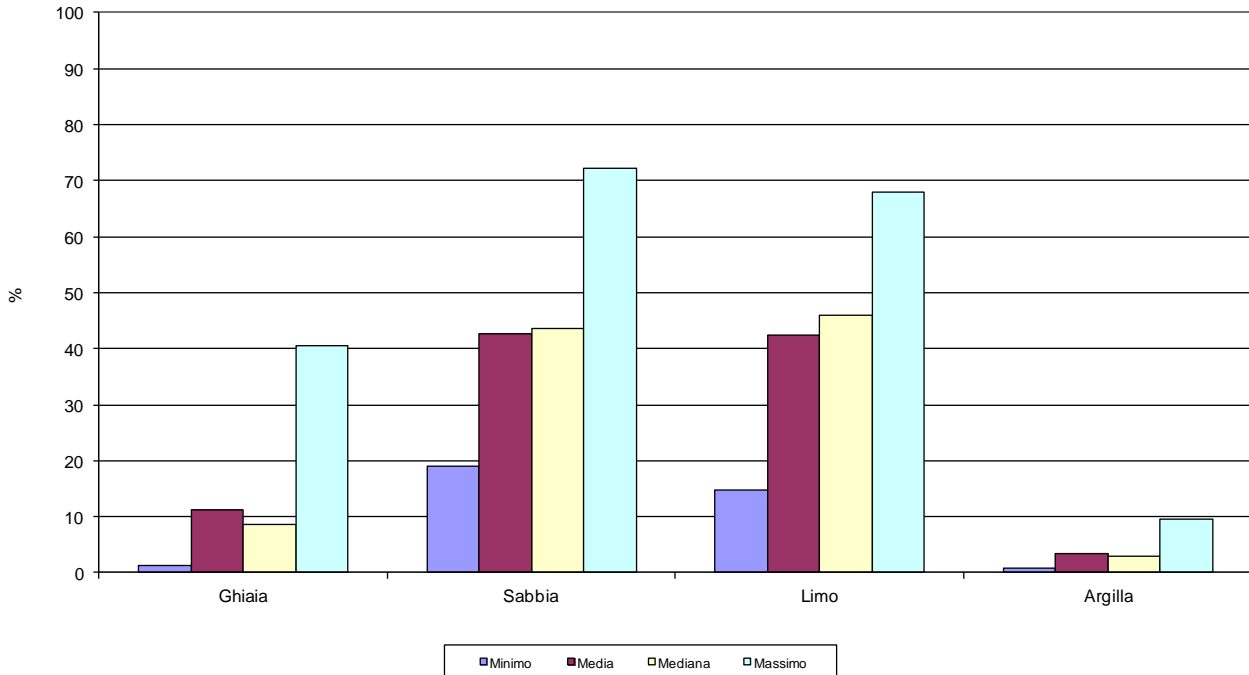


Figura 5.4 - Frazioni granulometriche nelle sabbie limose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17$  kN/m<sup>3</sup>, con Limiti di Atterberg non determinabile e plasticità nulla.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\phi' = 33-40^\circ$  e coesione variabile da 0 a 30-40 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\phi' = 23-25^\circ$  e coesione variabile da 11 a 53 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-14$  MPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-17
Angolo di attrito - $\phi'$	28-34
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0-10

Modulo di deformazione – E' (MPa)	10-30
Modulo Edometrico - Eed (MPa)	5-10

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### LST – Limi torbosi

In un settore meridionale della piana, al piede della scarpata di Posillipo ed in corrispondenza dei sondaggi S. 27 w S. 28. si è intercettata una unità limosa con abbondante contenuto torboso e con spessori significativi, al di sotto della coltre dei terreni di riporto.

Lo spessore è di circa 4-6 metri.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori molto bassi ed intorno a 5-7 colpi/30cm.

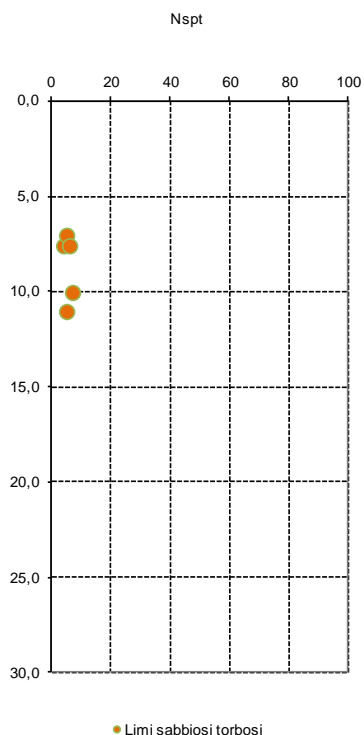


Figura 5.5– valori penetrometrici SPT nei limi torbosi (S 27, S28).

Da tali si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale (data la prevalenza della frazione limosa e sabbiosa, con argilla trascurabile).

- Densità Relativa –  $D_r = 20-30\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 28-30^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 8-12 \text{ MPa}$

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (85-90%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

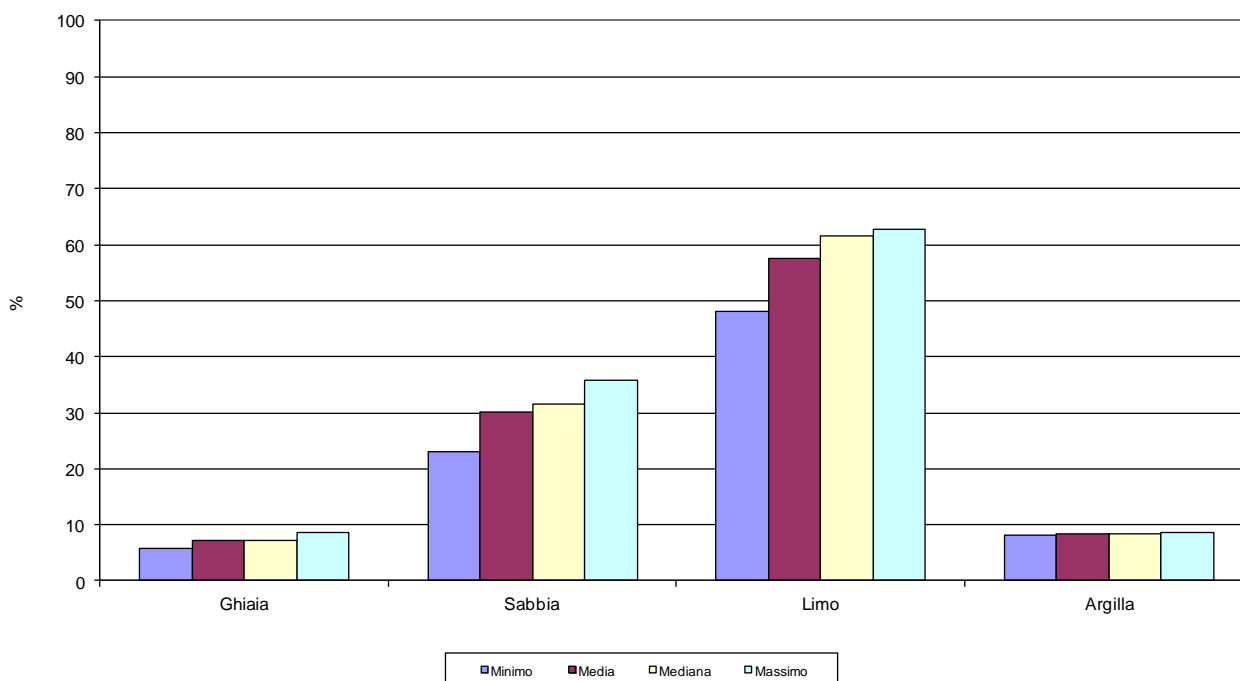


Figura 5.6 - Frazioni granulometriche nei limi torbosi

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 13-16 \text{ kN/m}^3$ , Limite Liquido  $LL = 31-63 \%$ , Indice Plastico  $IP = 7-41$ , Indice di Consistenza  $I_c$  negativo ( $I_c = -1,3$ ), segno di presenza locale di umidità superiore al Limite Liquido.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine costituite da prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\varphi' = 25-26^\circ$  e coesione variabile da 6 a 14 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-3 \text{ MPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.



Peso di Volume - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13-15
Angolo di attrito - $\phi'$	24-28
Coesione drenata – $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	0-10
Modulo di deformazione – $E'$ (MPa)	8-12
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	2-3

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### **SG – Sabbie limose-ghiaiose**

Inferiormente ai limi sabbiosi sopra descritti, si passa a depositi con maggiore presenza sabbiosa grossolana e ghiaiosa, di colore marrone.

Questa unità è stata intercettata sino alle massime profondità di esecuzione dei sondaggi geognostici (30 m) ed è stratigraficamente sovrastante il substrato tufaceo.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 25-60 colpi/30cm.

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della resistenza al taglio e dei parametri di deformabilità, con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale:

- Densità Relativa –  $D_r$  = 50-90%
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 35-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 25-35$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 10-50$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e ghiaiosa (80-85%), con frazione limosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

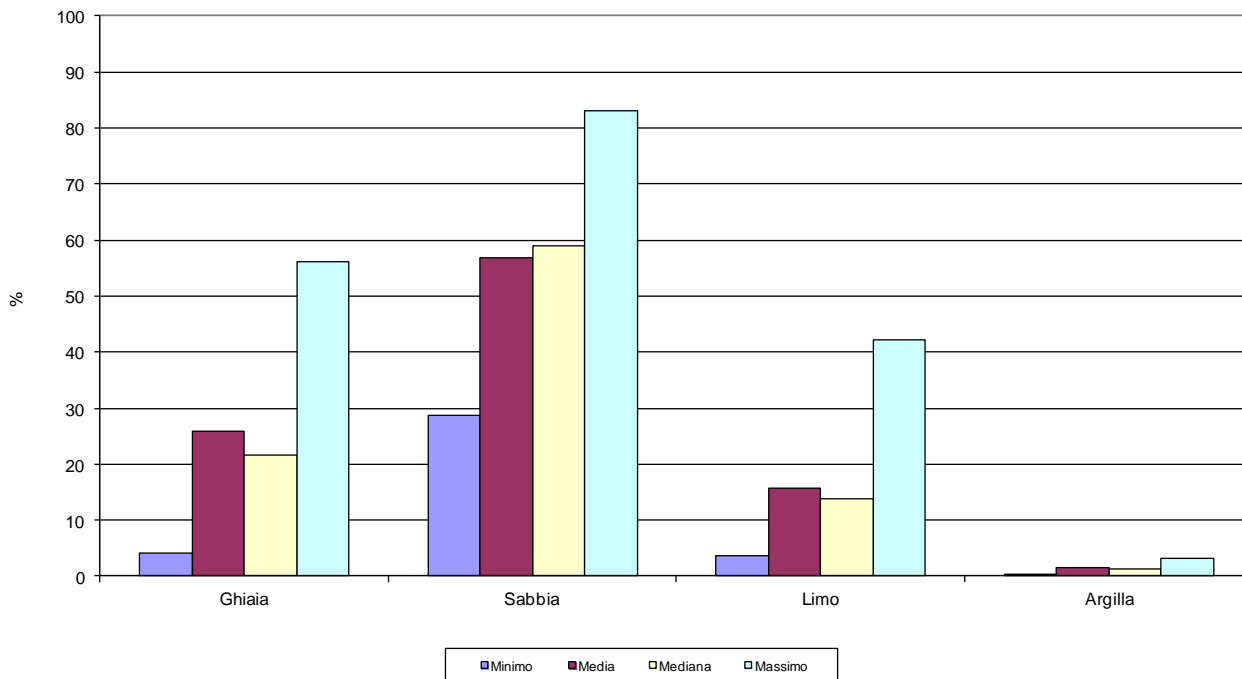


Figura 5.7 - Frazioni granulometriche nelle sabbie ghiaiose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-18 \text{ kN/m}^3$  e Limiti di Atterberg non determinabili per assenza di plasticità.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche di Taglio Diretto, da cui emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\varphi' = 34-42^\circ$  e  $C' = 0-48 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15-18
Angolo di attrito - $\varphi'$	35-38
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)	20-30

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coesione nulla, con medio-bassa deformabilità.

### **ATN – Piroclastiti**

Piroclastiti costituite prevalentemente da pomici e cineriti di colore grigiastro e riferibili a più fasi eruttive ed afferenti all’unità dei Litosoma Astroni (ATN).

Questa unità affiora nelle zone settentrionali ed orientali della piana di Bagnoli, con presenza degli abitati di Bagnoli e di Cavalleggeri.

Nell’ambito della piana in esame è stata intercettata dai sondaggi nei settori settentrionali e meridionali della piana di Bagnoli a profondità di circa 9-10 m dal p.c. e con profondità che aumenta sino a profondità maggiori 30 m nelle zone centrali della piana e verso la costa.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 16 a 60 colpi/30cm,

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della coesione non drenata e del Modulo Edometrico, con riferimento a comportamento geomeccanico coesivo, considerando la presenza prevalente della matrice cineritica-lapillosa:

- Coesione non drenata –  $C_u = 100-400$  kPa
- Modulo Edometrico –  $E_{ed} = 10-20$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20}$  superiori a 50 colpi/20cm o a rifiuto, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (75%), con frazione ghiaiosa subordinata (20 %) e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

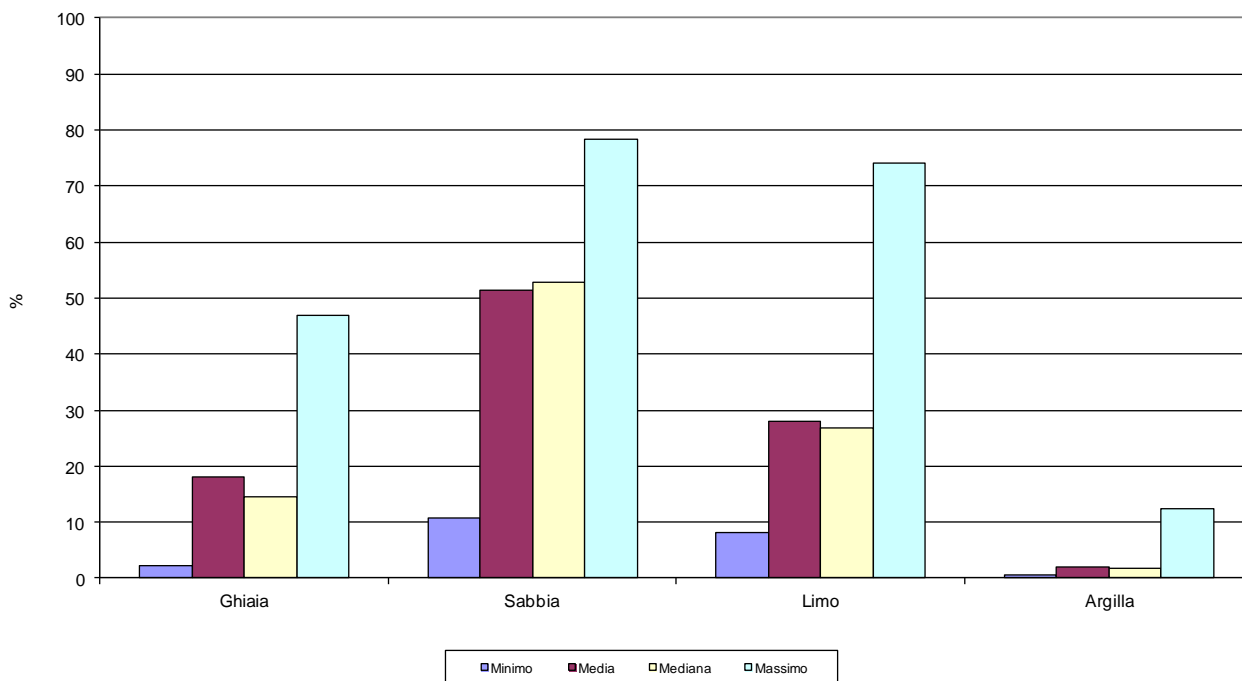


Figura 5.8 - Frazioni granulometriche nelle piroclastici

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17 \text{ kN/m}^3$ , e Limiti di Atterberg prevalentemente non determinabili per assenza di plasticità; soltanto in 2 campioni si evidenziano valori di LL = 31-40% e IP = 5-6.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\varphi' = 33-43$  e coesione variabile da 0 a 58 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\varphi' = 24-45^\circ$  e coesione variabile da 1 a 26 kPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo, con criterio a breve ed a lungo termiche.

Densità - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	14-17
Angolo di attrito - $\varphi^\circ$	28-33
Coesione drenata - $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	10-30
Coesione non drenata - $C_u$ (kPa)	100-400
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	10-20

Il comportamento geomeccanico è congiuntamente coesivo e frizionale, con bassa deformabilità.

## 5.2 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto e sezione presa come riferimento

Sulla base dell’analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

litotipo	Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito - $\phi$ (°)	Coesione drenata - C' (kPa) (stimato da SPT)	Coesione non drenata - Cu (kPa)	Modulo Edometrico - Eed (MPa)	Modulo di deformazione - E' (MPa)
R - Riporti Antropici	15-16	33-36	0			20-50
LS – Limi sabbiosi	13-15	28-34	0-10		5-10	20-30
LST – Limi torbosi	13-15	24-28	0-10		2-3	20-25
SG – Sabbie limose-ghiaiose	15-18	35-38	0			40-70
ATN – Piroclastiti	12-17	26-30	10-30	100-400	10-20	

Tabella 5.1: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità individuate

Con riferimento al profilo geotecnico Sez. Nord-Sud, riportato di seguito, è stata la sezione stratigrafica compresa tra i sondaggi S35-S13. L’unità stratigrafica è interessata dai Riporti antropici.

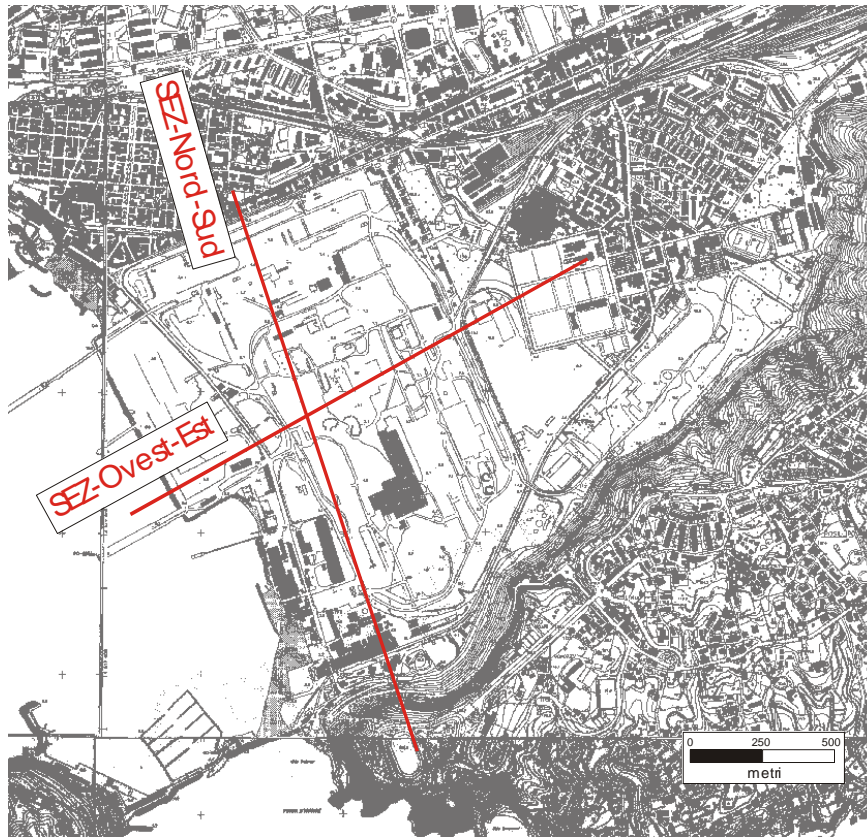


Figura 5.9 - Traccia delle sezioni geologiche generali

## SEZIONE GENERALE NORD-SUD

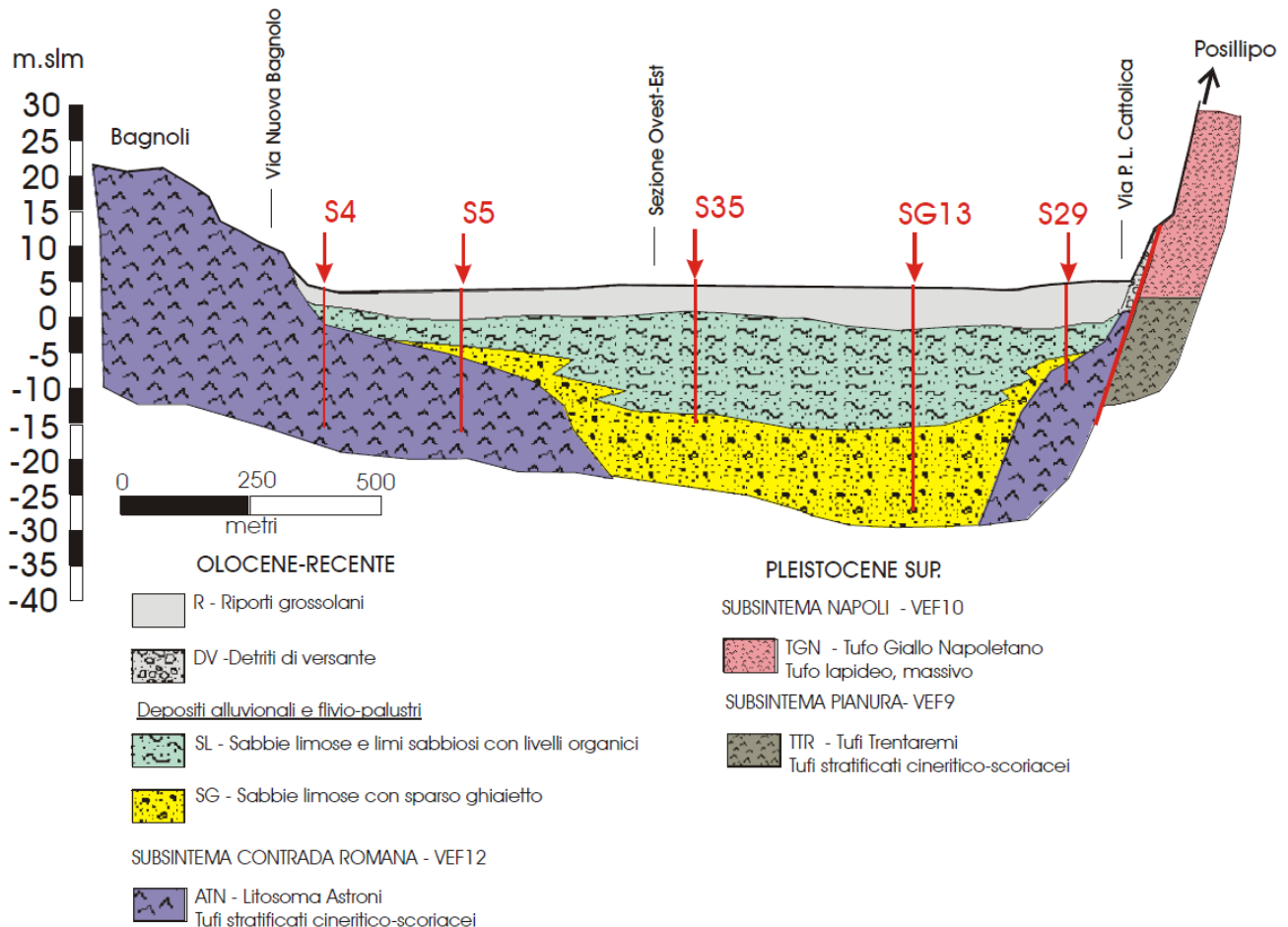


Figura 5.10 - Sezione geologica generale Nord-Sud

### 5.3 Falda e permeabilità delle unità geotecniche

Bagnoli-Fuorigrotta è caratterizzata dalla presenza di una falda idrica con quote di poco superiori al livello marino e che pertanto a profondità di pochi metri dal piano campagna, con gradiente che dai settori est drena verso la costa.

Nell’ambito della variabilità stagionale e storica delle quote piezometriche si riscontrano localmente livelli piezometriche con variabilità intorno a 0,3-0,8 m slm (circa alla profondità media di 3.5-4.0 m dal p.c.)

Si sottolinea che le misure piezometriche eseguite il 7 novembre 2022 hanno localmente rilevato una piezometrica di circa 0,3 m slm.

Dal punto di vista della permeabilità sono disponibili nell’ambito dei limi sabbiosi alcune prove Lefranc che rilevano una permeabilità intorno a  $3 \cdot 10^{-5}$  e  $1 \cdot 10^{-6}$  m/sec.

Data - rilievo	livello – m slm variazioni	livello – m slm valore di riferimento
2008 – De Vivo	circa 1,0	0,8
2019 – App Spec. 3	0,6-0,8	0,8
2020 – invitalia - luglio	0,6-0,8	0,7
2020 - invitalia -febbraio	0,8-1,0	0,9
2020 - invitalia -novembre	circa 0,5	0,5
2021 – invitalia -aprile	0,8-1,0	0,9
2022 – 7 novembre rilievo piezometri (pregressi e attuali)	0,2-0,5	0,3

*Tabella 5.2: valori di permeabilità delle unità geotecniche*

Nel caso in esame, essendo in prossimità del livello del mare, la falda è stata considerata, cautelativamente, coincidente con il p.c.



## 6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 6.1 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 6.2 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.4.1 delle NTC2018 la vita nominale  $V_N$  può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 4.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita Nominale minima [ $V_N$ ]
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 4 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

Tenendo conto delle indicazioni precedenti, per l’opera in oggetto è stata assunta una Vita nominale pari a  $V_N = 50$  anni.

### 6.3 Classe d’uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d’uso e quindi delle conseguenze di un’interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d’uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U$ .

Facendo riferimento al punto 2.4.2 delle NTC2018 per l’opera in oggetto la classe d’uso a cui far riferimento sarà  $C = III$ , a cui corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U = 1.5$ .

### 6.4 Periodo di riferimento per l’azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento  $V_R$  da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

### 6.5 Tempo di ritorno dell’evento sismico

Fissato il periodo di riferimento  $V_R$  e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella), è possibile stimare il periodo di ritorno dell’azione sismica  $T_R$  attraverso l’espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio ( $P_{VR}$ )	Stati limite ultimi ( $P_{VR}$ )
SLO – Stato limite di operatività (81%)	SLV – Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD – Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tab. 5 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento  $P_{VR}$

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell’evento sismico:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

### 6.6 Accelerazione massima su suolo roccioso

Inoltre, l'allegato A di tali Norme prevede che l'azione sismica di riferimento per la progettazione venga definita sulla base di analisi probabilistiche di pericolosità sismica con riferimento ad un reticolo di nodi (INGV – Progetto S1, 2004-2006) caratterizzati da definiti parametri (a(g), Fo, TC\*).

L’area sede del progetto in esame è individuata dalle seguenti coordinate (ED50):

	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>Ubicazione – zona centrale piana di Bagnoli</b>	14,177424	40,808982

L’area in esame è localizzata all’interno dei seguenti nodi con relative coordinate:

<b>NODO</b>	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>33199</b>	14,151	40,833
<b>33200</b>	14,217	40,833
<b>33421</b>	14,15	40,783
<b>33422</b>	14,216	40,783

Di seguito si riporta la localizzazione del sito e dei nodi di riferimento, con riferimento ad una Probabilità di Superamento in 50 anni del 63% e Percentile del 50% .

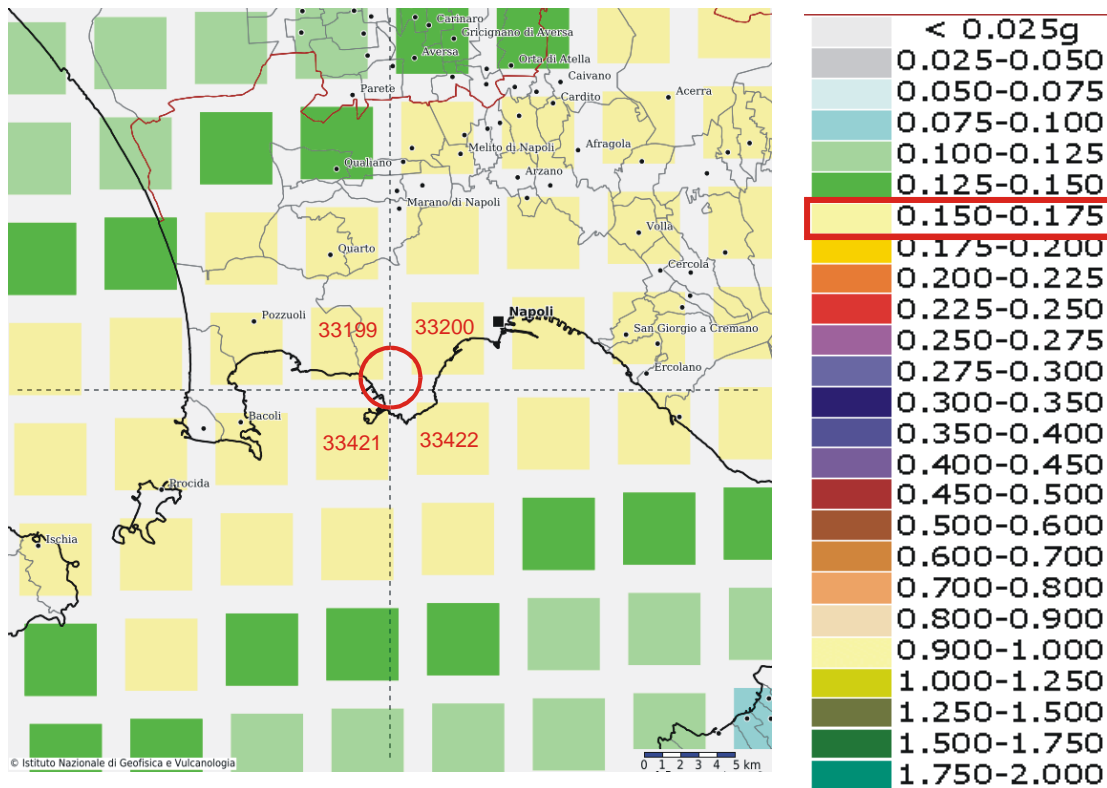


Figura 6.1 - localizzazione del sito e dei nodi di riferimento (valori di  $a(g) = 0,05-0,1$  riferite ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni)

In particolare, il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [ $F_0$  e  $T^*c$ ]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

$a_g$  = accelerazione massima suolo tipo A nel sito;

$a_{g,i}$  = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto;

$d_i$  = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (cfr. Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al  $V_R$ , ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento

$P_{VR}$  fissate in progetto, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g, F_o, T^*_c$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l’espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- $p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

I valori dei parametri  $a_g, F_o, T^*_c$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell’ALLEGATO B delle NTC2018; in particolare per le opere del tratto in esame, come riportato nelle tabelle 6.3 e 6.4 della relazione sismica per i diversi stati limite, si ha:

STATO LIMITE		PVR (%)	TR (anni)	a(g)	Fo	TC*
Stati Limite di Esercizio	SLO	81	45	0,055	2,328	0,304
	SLD	63	75	0,072	2,317	0,321
Stati Limite Ultimi	SLV	10	712	0,191	2,384	0,331
	SLC	5	1462	0,240	2,471	0,334

## 6.7 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- Parametro  $S_S$ : Effetti stratigrafici;
- Parametro  $S_T$ : Effetti topografici.

### 6.7.1 Effetti stratigrafici

Per la valutazione dell’amplificazione stratigrafica le norme sismiche suddividono i diversi terreni in 5 Categorie di Sottosuolo, in relazione alla risposta sismica locale, come qui di seguito riportato:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie</i>

	terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Sono state eseguite n. 13 prove Down-Hole, dalle quali non emerge la presenza di un bed-rock entro i primi 20 m e pertanto la categoria di sottosuolo è calcolata con il valore Vs20.

Dall’ indagine geofisica emerge che in 11 prove sono risultati valori di Vs30 = 374-503 m/sec (Categoria di Sottosuolo B), mentre in una sola prova è risultato un valore di Vs30 = 308 m/sec (Categoria di Sottosuolo C).

In Figura è riportato l’andamento delle onde di taglio della prova Down-Hole con valore minimo di  $V_{s,30} = 374$  relativa al sondaggio S27 (Categoria di Sottosuolo B) e l’andamento della Down-Hole con valore  $V_{s,30} = 308$  m/sec relativa al sondaggio S21 (Categoria di sottosuolo C).

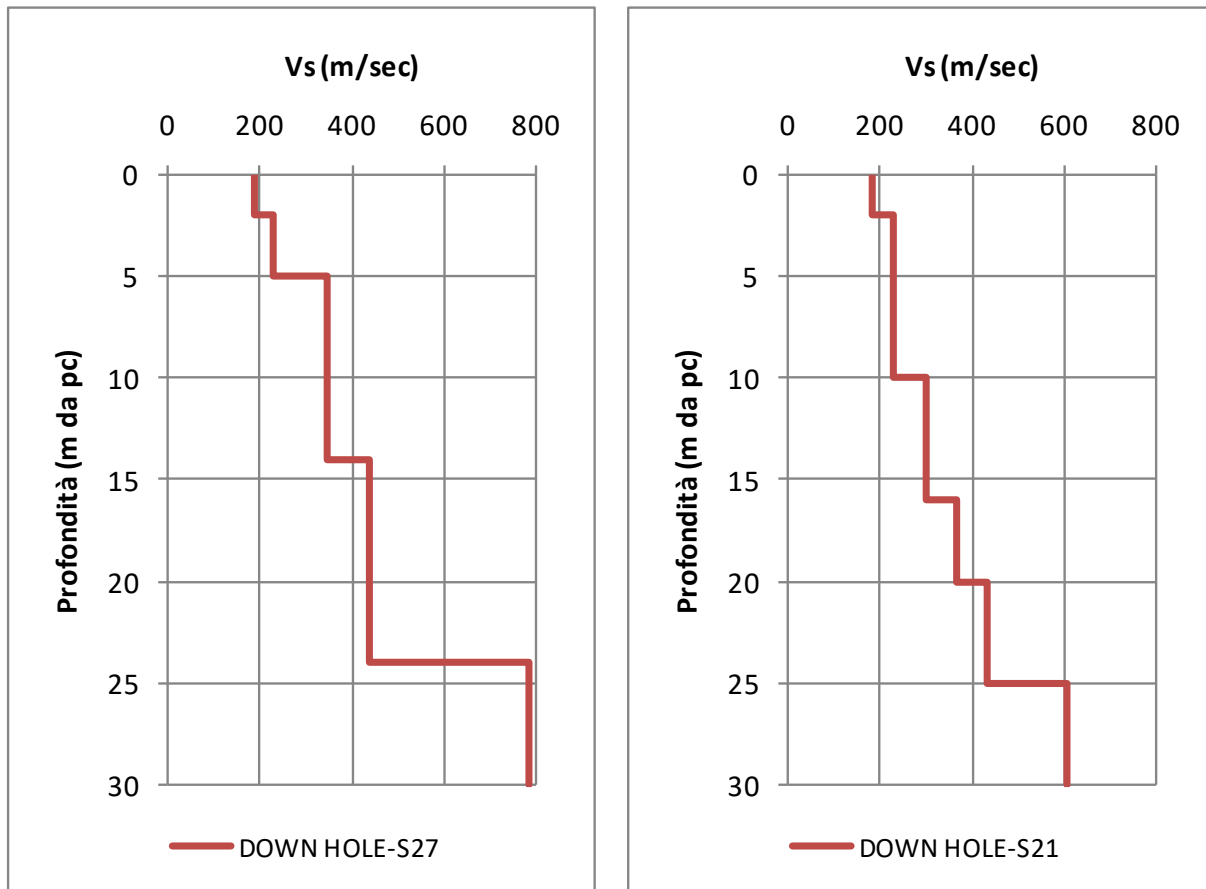


Figura 6.2 - Andamento delle Vs della Down-Hole S27 (Categoria di Sottosuolo B) e della Down-Hole S21 (Categoria di Sottosuolo C).

Poiché i valori ottenuti di Vs30 relativi alla Categoria di Sottosuolo B, sono in gran parte prossimi al limite di passaggio alla Categoria di Sottosuolo C, si assume cautelativamente per tutta l'area di progetto una categoria di Sottosuolo C.

Categoria di suolo tipo C

- $S_s = 1.46$

### 6.7.2 Effetti topografici

In base alla situazione topografica le norme vigenti individuano 4 condizioni con relativi valori del Coefficiente di Amplificazione Topografica  $S_T$ :

CATEGORIA TOPOGRAFICA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA	COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA - $S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con	1,0

	inclinazione media $i < 15^\circ$	
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $i > 30^\circ$	1,4

Nel caso in esame sono presenti morfologie generali con blandi versanti e pendenze intorno a  $10-12^\circ$  ( $i < 15^\circ$ ) e pertanto si può assumere una Categoria Topografica T1

- Categoria: T1
- $S_T = 1.0$

## 6.8 Parametri sismici di calcolo

L’accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_{max}$ ) è calcolata come prodotto dell’accelerazione al substrato ( $a_g$ ) e dei fattori di amplificazione ( $S_S$  ed  $S_T$ ).

Si ottiene pertanto:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Parametri sismici ( $V_R = 100$  anni)

- $a_g/g = 0.191$
- $F_0 = 2.384$
- $T_c^* = 0.331$  s
- $S_S = 1.43$
- $C_c = 1.51$
- $S_T = 1.00$
- $a_{max}/g = 0.273$



## 7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche.

### 7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull’impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ . Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell’effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{M_i}$  e  $\gamma_{F_j} = \gamma_{E_j}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all’azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all’affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R1

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un’unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell’insieme terreno-struttura;

- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_n$ .

Nell’ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell’ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto sono i seguenti:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..).

## 8. CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

Di seguito si fornisce una descrizione generale dei criteri di modellazione adottati. I metodi di calcolo utilizzati e i relativi programmi di calcolo sono stati largamente utilizzati parallelamente e precedentemente al presente progetto e si ritiene pertanto che la pratica progettuale fornisca di per sé una approfondita e completa validazione degli stessi.

### 8.1 Metodologia di calcolo per le strutture interne

Le analisi numeriche per la valutazione degli effetti delle azioni sugli elementi strutturali delle strutture interne sono state effettuate tramite il codice di calcolo SAP2000 v.14 distribuito da CSI, Berkeley (USA). Nei paragrafi a seguire viene illustrata una breve descrizione del programma.

Si tratta di un software strutturale agli elementi finiti distribuito da “Computers and Structures inc.”. Il programma consente di calcolare le sollecitazioni agenti sulle strutture comunque caricate; tutti i dati, inclusi i risultati, possono essere poi elaborati tramite esportazione in forma tabellare.

Per l’analisi delle strutture mediante suddetto software occorre definire:

1. lo schema statico che numericamente definisce la geometria, le proprietà, i carichi e i parametri di analisi per la struttura;
2. eseguire un’analisi del modello (statica o sismica pseudo-statica o modale)
3. analizzare i risultati delle analisi;

Il processo sopra descritto è di tipo iterativo che può coinvolgere diversi cicli della sequenza descritta. Lo step più importante nella creazione del modello include la definizione dei materiali, del tipo di elementi e della geometria. Ogni materiale ha il suo sistema di coordinate locali impiegate per definire le proprietà elastiche e termiche; gli assi del sistema locale del materiale sono denotati come assi 1, 2 e 3. Per definizione, il sistema di coordinate del materiale è allineato con il sistema di coordinate locale del singolo elemento.

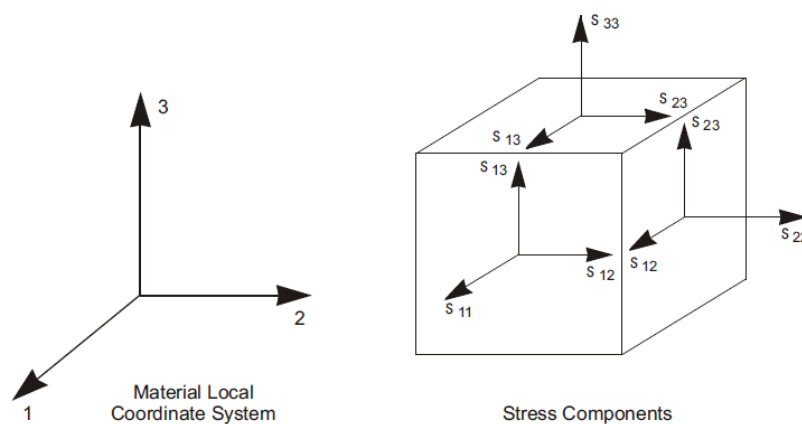


Fig. 6: Planimetria generale e inquadramento dell’ opera

Gli elementi maggiormente impiegati nel progetto delle opere civili sono gli elementi beam e gli elementi shell.

Gli elementi *frame* sono estremamente versatili e possono essere impiegati per modellare travi, colonne, vincoli e puntoni nelle analisi piane e tridimensionali. L’elemento frame usa una formulazione generica tridimensionale che include gli effetti di flessione biassiale, torsione, deformazione assiale e deformazione biassiale per taglio. Un elemento frame è modellato con una linea continua che connette due punti, la variazione della rigidità flessionale o può essere lineare, parabolica o cubica sulla lunghezza dell’elemento; le proprietà assiali, di taglio, flessionali e di peso possono variare linearmente in ogni segmento.

Una frame section è un insieme di proprietà di materiali e geometriche che descrivono la sezione trasversale di uno o più elementi frames.

Le proprietà della sezione possono essere di due tipi:

- prismatiche – tutte le proprietà sono costanti sulla lunghezza dell’elemento
- non prismatiche – le proprietà possono cambiare sulla lunghezza dell’elemento.

Le strutture che possono essere modellate con questo tipo di elemento includono:

- frames bi e tridimensionali
- puntoni bi e tridimensionali
- griglie piane.

Gli elementi *shell* sono invece elementi areali impiegati per modellare un comportamento a membrana, a piastra o a guscio nelle strutture piane e tridimensionali.

Il materiale che costituisce la shell può essere omogeneo o “stratificato” lungo lo spessore. L’elemento shell è governato da una formulazione a 3 o 4 nodi che combina i comportamenti flessionali a membrana e a piastra.

Ciascun elemento shell ha il proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà dei materiali, dei carichi e per interpretare i risultati.

Sono consentiti anche proprietà dei materiali ortotropiche e dipendenti dalla temperatura. Gli elementi shell possono essere caricati da carichi gravitativi e/o uniformi in qualunque direzione, da pressioni di superficie sulle facce superiore, inferiore o laterali, e da carichi dovuti a variazioni di deformata o di temperatura.

La formula di integrazione utilizzata per la rigidità dell’elemento shell è a 4 nodi.

Lo stato tensionale e le forze e momenti interni sono calcolate 2-a-2 nei punti di integrazione di Gauss ed estrapolati ai nodi dell’elemento.

### 8.1.1 Definizione dei percorsi e dei casi di carico

Un percorso di carico è una specifica distribuzione di forze, spostamenti, temperature ed altri fattori che agisce sulla struttura. Un percorso di carico, per generare un effetto, deve essere applicato nei casi di carico. Un caso di carico definisce come i carichi vengono applicati alla struttura (ad esempio se in modo statico o dinamico), come risponde la struttura (ad esempio se in modo lineare o non lineare) e in che modo deve essere fatta l’analisi.

Un caso di carico definisce quanto carico deve essere applicato alla struttura e come la risposta della struttura debba essere calcolata.

## 9. CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per la verifica delle sezioni in conglomerato armato è stato utilizzato il codice di calcolo RC-SEC. Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l’acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 9.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 9.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il taglio resistente nelle sezioni in c.a. è stato calcolato considerando il caso di elementi senza armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi senza armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza di}$$

calcolo dell’elemento privo di armatura a taglio

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm;}$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd}+d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 9.3 Verifica agli stati limite d'esercizio



Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel §4.1.2.2 del D.M. 17-01-20. Sono stati considerati:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di deformazione.

#### Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell’acciaio, verificando:

- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.
- $\sigma_{s,max} = 0.70 f_{yk}$  per combinazione caratteristica

#### Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell’apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 7 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 8 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento  $w_1$  per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

- $w_1 = 0.20 \text{ mm}$

Stato limite di deformazione

Le verifiche di deformazione si effettuano considerando la freccia massima della soletta superiore sotto l’azione dei carichi mobili e nella combinazione rara.

In particolare, per gli spostamenti verticali della soletta superiore si hanno i seguenti valori limite:

- $\delta = L/500$

## 10. ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE

### 10.1 Analisi dei carichi

Relativamente alla sezione stratigrafica considerata, si riporta nel seguito l’analisi dei carichi considerata nel calcolo delle sollecitazioni sulle strutture. Tutti i carichi elementari agenti sulla struttura, sono stati valutati nell’ambito del metodo degli Stati Limite, pertanto i loro valori sono da assumersi quali caratteristici. Nel successivo capitolo, relativo alle Combinazioni di Carico, vengono illustrati i vari coefficienti parziali di sicurezza che conducono ai valori di calcolo delle azioni.

#### 10.1.1 Permanenti strutturali

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e sono valutati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria del problema e dai pesi specifici dei materiali.

#### Pesi propri

Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_c$	=	25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
---------------------------------	------------	---	-------	----------------------

Il peso dei differenti elementi strutturali riguarda:

- soletta di fondazione;
- setti verticali;
- soletta di copertura.

#### 10.1.2 Permanenti non strutturali

Relativamente al manufatto in esame non è stato considerato nessun sovraccarico sulla soletta di copertura.

#### 10.1.3 Spinta statica del terreno

L’entità della spinta del terreno sull’opera è determinata a partire dalla condizione di spinta a riposo.

$$k_{0,A} = 1 - \sin \phi = 0.427$$

#### 10.1.4 Spinta dell’acqua

Sulle pareti esterne della vasca si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza della falda al p.c. Sulla platea di fondazione è stata considerata una sottospinta idraulica pari a  $\gamma_w \cdot h_w$ .

Sulle pareti interne di rivestimento si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza dall’acqua all’interno delle vasche. Si considera un peso dell’unità di volume dell’acqua pari a  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

### 10.1.5 Sovraccarico accidentale da traffico stradale

Sulla soletta di copertura e sulle pareti laterali del manufatto si considera un sovraccarico accidentale da traffico stradale, applicato come carico uniformemente distribuito, pari a 20 kPa.

### 10.1.6 Azione del sisma

Coerentemente con la modalità di analisi sismica pseudostatica adottata, sono stati determinati i coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$  che moltiplicati per le forze di gravità agenti sull’opera rappresentano le forze statiche equivalenti a quelle sismiche. A tale scopo si è fatto riferimento a quanto riportato nel §7.11.6.2.1 nel caso delle opere di sostegno, utilizzando le seguenti equazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $a_{\max} = S \cdot a_g$  Accelerazione massima di riferimento del sito;
- $\beta_m = 1$  coefficiente funzione della categoria del sottosuolo, unitario nel caso di strutture che non siano in grado subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Nel caso in esame, data la tipologia di opera, si è assunto un coefficiente  $\beta_m$  unitario e si ha:

- $k_h = 0.273$
- $k_v = 0.137$

### 10.1.7 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull’intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad  $H/2$ .

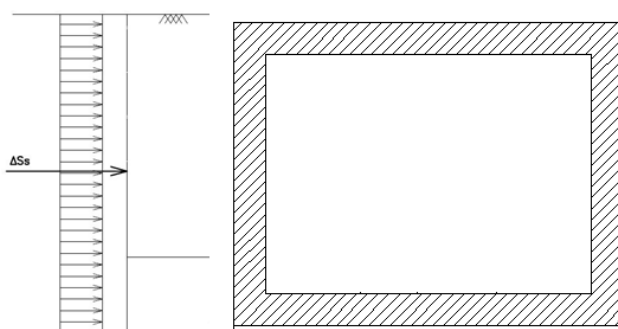


Figura 10.1 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica del terreno

## 10.2 Condizioni di carico elementari

Si riportano di seguito l’elenco dei carichi elementari considerati e alcuni esempi dove si esplicitano le modalità di applicazione nel modello SAP analizzato. Negli schemi con carichi unitario il valore di progetto del carico è stato applicato come moltiplicatore nella schermata “Load Case” già comprensivo dei coefficienti parziali di sicurezza sui materiali e dei coefficienti di combinazione dei carichi.

n.	Condizioni	Azione	Tipo	Sigla
1	Statiche	peso proprio	P	g1
2	Statiche	spinta terreno	P	g1
3	Statiche	peso rinterro	P	g2
4	Statiche	spinta idrostatica	P	u
5	Statiche	stradale	V	q
6	Sismiche	spinta idrodinamica	S	udin
7	Sismiche	inerzia orizzontale	S	lhz
8	Sismiche	inerzia verticale	S	lvz
9	Sismiche	Wood	S	Wood

Tabella 10.1 - condizioni elementari di carico



Figura 10.2 - condizione di carico g1 – spinta del terreno

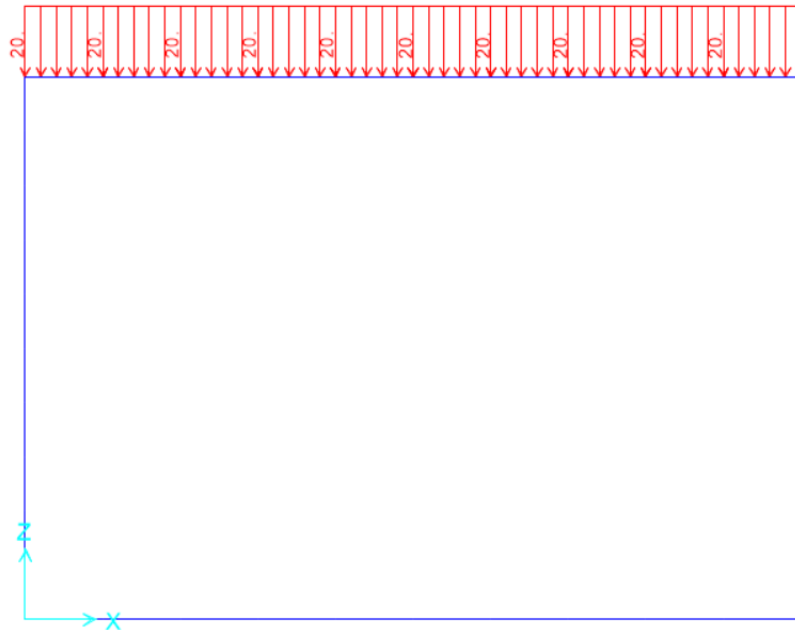


Figura 10.3 - condizione di carico  $q$  – sovraccarico stradale

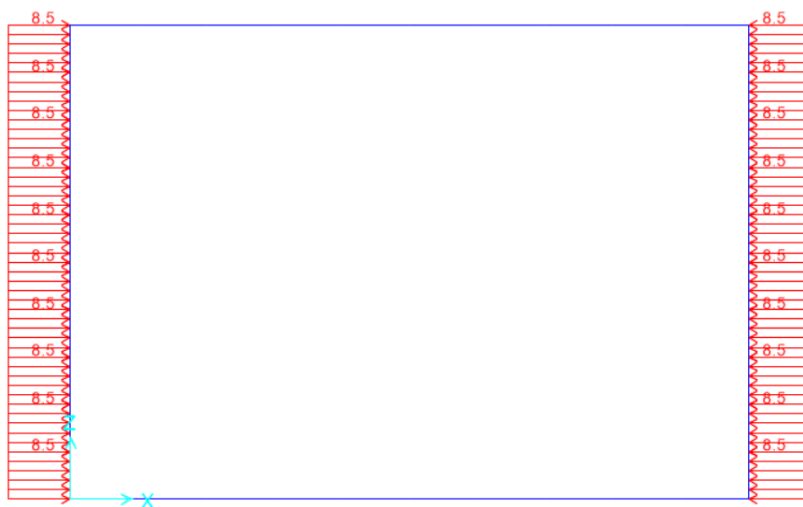


Figura 10.4 - condizione di carico  $q$  – spinta da sovraccarico

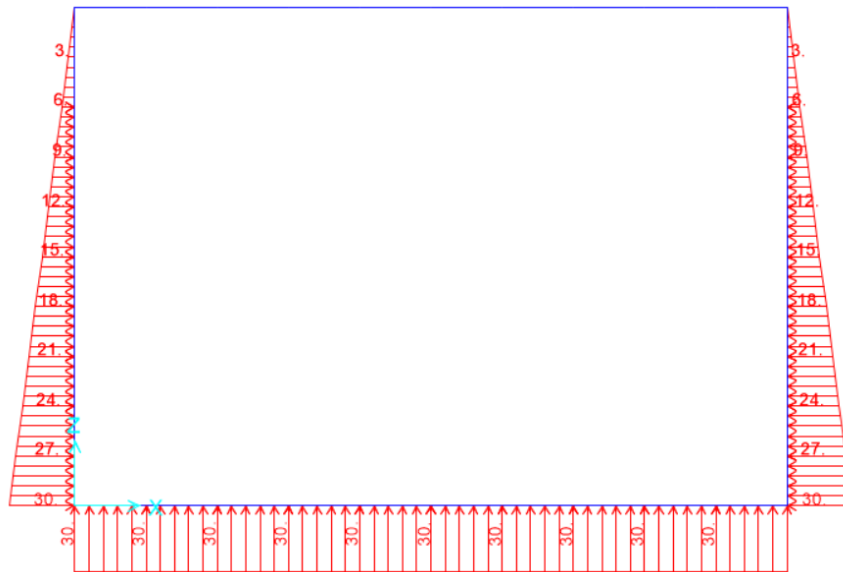


Figura 10.5 - condizione di carico  $P$  – spinta idrostatica esterna

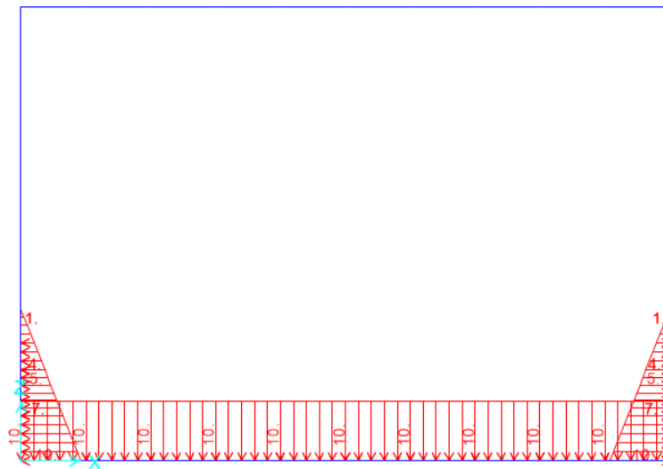


Figura 10.6 - condizione di carico  $P$  – spinta idrostatica interna



Figura 10.7 - condizione di carico Wood – sovraspinta sismica del terreno



Figura 10.8 - condizione di carico S – spinta idrodinamica

### 10.3 Combinazioni dei carichi

Nelle tabelle seguenti si riportano le combinazioni di carico adottate nell’analisi per i vari stati limite considerati.

SLU 1  $\gamma_{G1} * DEAD + \gamma_{G1} * SP\_T\_SX + \gamma_{G1} * SP\_T\_DX + \gamma_{Q1} * Q\_traff + \gamma_{Q1} * Q\_falda$

SLU 2  $\gamma_{G1} * DEAD + \gamma_{G1} * SP\_T\_SX + \gamma_{G1} * SP\_T\_DX + \gamma_{Q1} * Q\_traff + \gamma_{Q1} * Q\_falda + \gamma_{Q1} * Q\_v\_SX$



SLV 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + * Q_{falda}$
SLV 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLV 3	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLV 4	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE RARA 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE RARA 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE FREQ 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE FREQ 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE QP1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE QP2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
INV. SLU	SLU 1 + SLU 2
INV. SLV	SLV 1 + SLV 2 + SLV 3 + SLV 4
INV. SLE	SLE 1 + SLE 2 + SLE 3 + SLE 4 + SLE 5 + SLE 6

Tabella 10.2: Combinazioni di carico

dove:

DEAD Pesì propri

Rint. Carico da ricoprimento

Q\_traff Sovraccarico traffico veicolare

SP\_T\_SX Spinta terreno su setto Sx

SP\_T\_DX Spinta terreno su setto Dx

SP\_T\_SX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Sx

SP\_T\_DX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Dx

SP\_E\_SX Spinta sismica su setto Sx

SP\_E\_DX Spinta sismica su setto Dx

Q\_v\_Sx Spinta statica da riempimento vasca Sx

E\_v\_Sx Spinta dinamica da riempimento vasca Sx

E\_v\_Dx Spinta dinamica da riempimento vasca Dx

Fx,p\_lat Forza dinamica orizz. setto sx e dx

Fy,p\_lat Forza dinamica vert. setto sx e dx

Fx,p\_cent Forza dinamica orizz. setto centrale

Fy,p\_cent Forza dinamica vert. setto centrale

Fx,ssup Forza dinamica orizz. soletta superiore

Fy,ssup Forza dinamica vert. soletta superiore

Fx,sinf Forza dinamica orizz. soletta inferiore

Fy,sinf Forza dinamica vert. soletta inferiore

Con coefficienti di combinazione

$\gamma_{G1}$  1.3

$\gamma_{Q1}$  1.5

$\psi_{0,traff}$  0.4

$\psi_{1,traff}$  0.4

$\psi_{2,traff}$  0

#### 10.4 Modello di calcolo

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio piano analizzato attraverso un’analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.14 (Computers and Structures®).

Tale telaio viene descritto attraverso le linee d’asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti. La mesh è composta da elementi con passo di circa 1.0m.

Si è analizzata una lunghezza unitaria di 1 m dello scatolare a cui sono stati assegnati le sezioni ed i carichi corrispondenti.

L’analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Alle aste sono state assegnate le seguenti caratteristiche geometriche:

- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di fondazione;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.40$  m per i piedritti;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di copertura

Per simulare la presenza del terreno ai lati e in fondazione della struttura sono state assegnate agli elementi frame molle con la funzione “Line spring” aventi rigidità di  $18400 \text{ kN/m}^3$ .

Affinché le molle risultassero reagenti solamente a compressione è stato necessario eseguire un’analisi non lineare assegnando alla struttura dei carichi di tipo “Nonlinear Static”

## 10.5 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati delle analisi svolte in termini di spostamenti nodali e sollecitazioni sugli elementi, dove le sollecitazioni massime mostrate sia in termini di sforzo normale che taglio e momento flettente corrispondono ai valori in corrispondenza dei nodi tra gli elementi del modello di calcolo, ovvero i punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi. Nelle verifiche le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi si considerano secondo il seguente criterio:

- sforzo normale: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  del punto di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);
- taglio: valori in corrispondenza del filo interno degli elementi;
- momento flettente: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  dei punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);

dove  $s$  è lo spessore dell’elemento strutturale considerato.

Nelle immagini che seguono si riportano gli inviluppi degli spostamenti nodali e dei diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall’analisi dei risultati.

### 10.5.1 Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE

Dall’inviluppo degli spostamenti nodali, riporta di seguito, ottenuto dall’analisi eseguita si osserva che il massimo spostamento differenziale (valore dello spostamento misurato in mezzera – valore della traslazione rigida dovuto al cedimento complessivo dello scatolare) in corrispondenza della mezzera della soletta superiore risulta di circa  $0.4 \text{ mm}$  inferiore al valore limite imposto pari a  $L/500 = 4400/500 = 8.8 \text{ mm}$ .

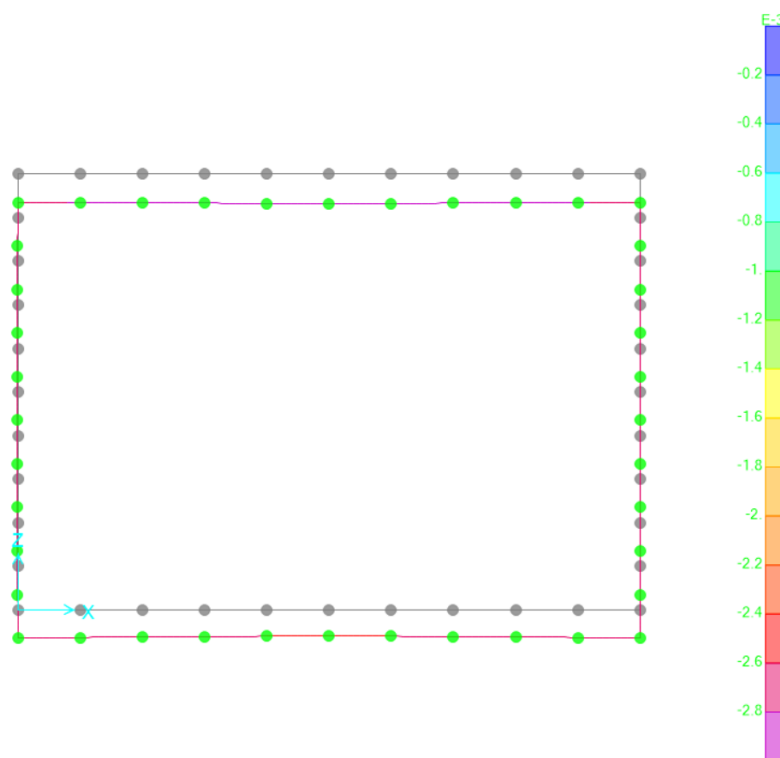


Figura 10.9 – Inviluppo SLE spostamenti nodali

10.5.2 Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE

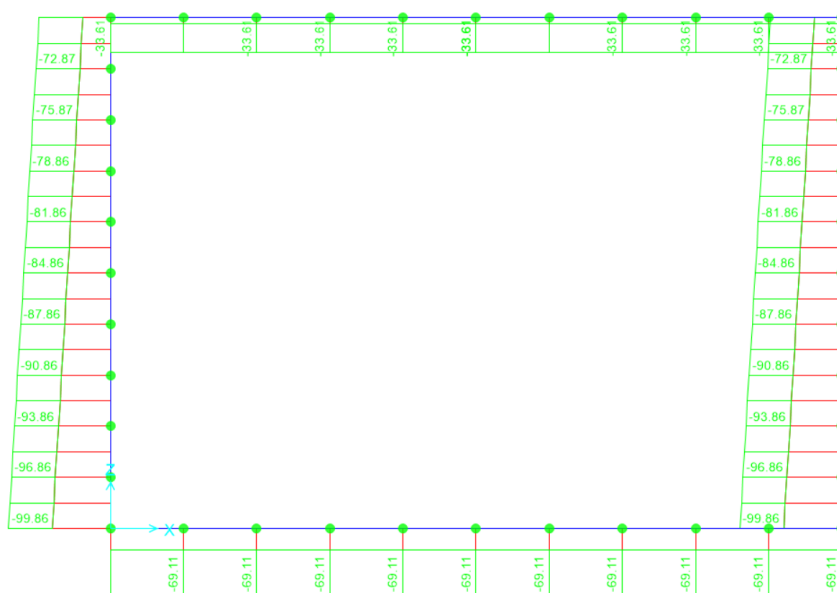


Figura 10.10 – Inviluppo SLE sforzo normale

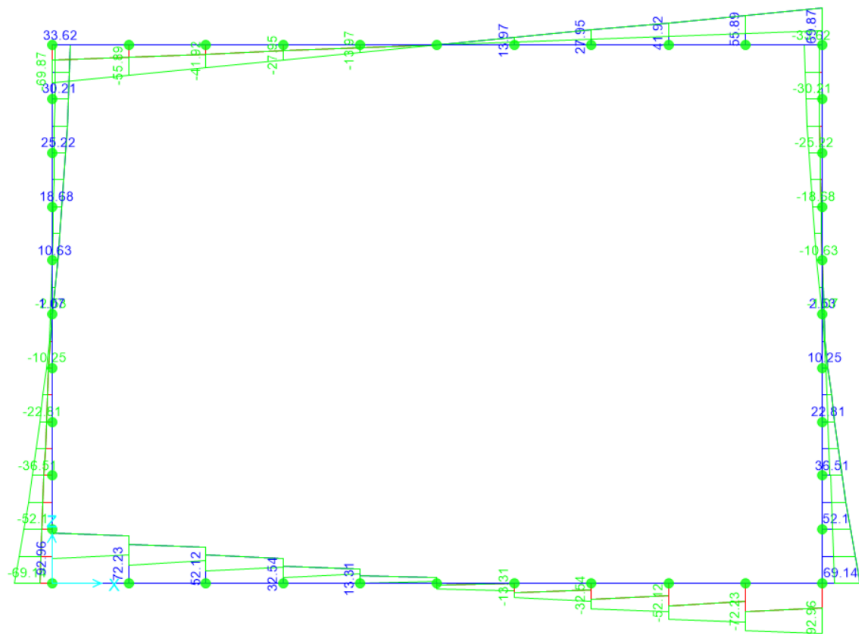


Figura 10.11 – Involuppo SLE sforzo di taglio

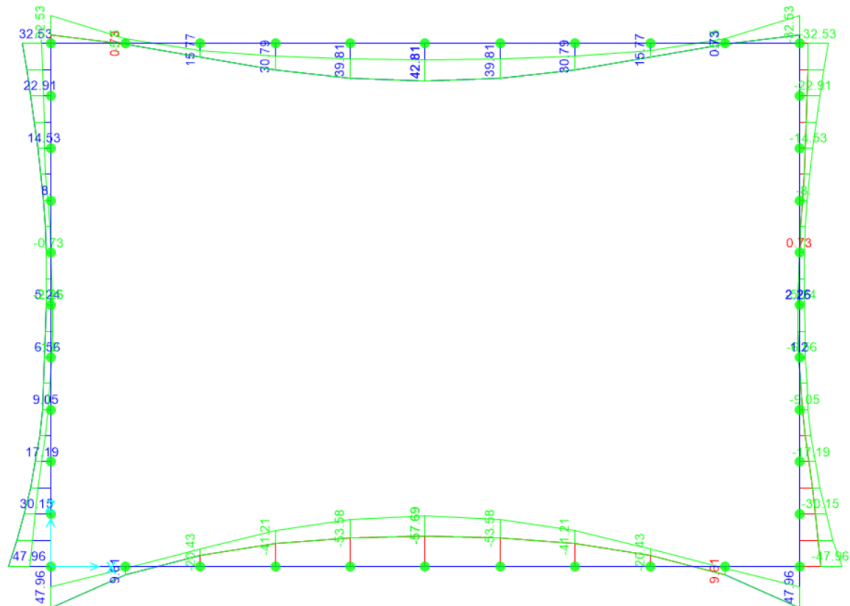
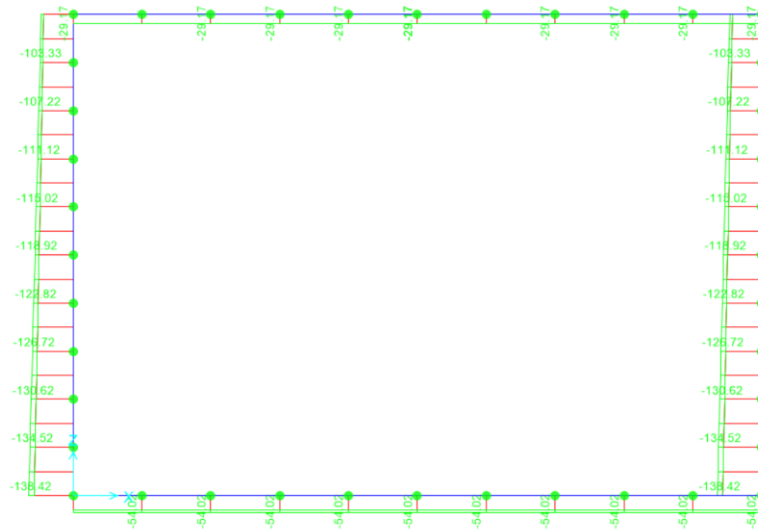
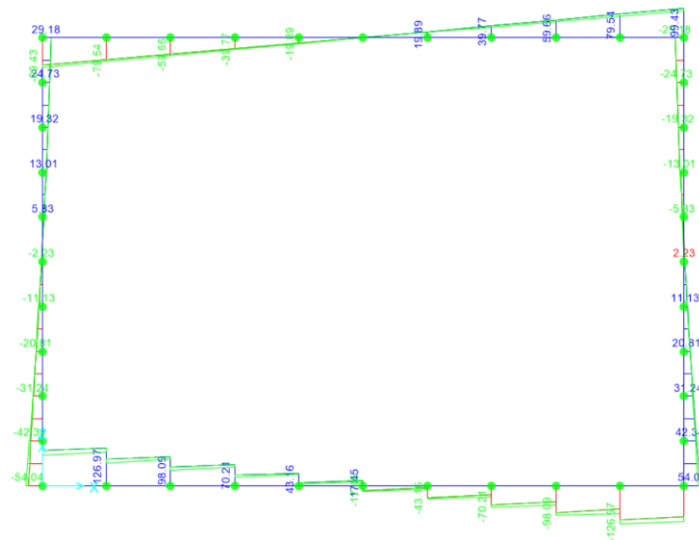


Figura 10.12 – Involuppo SLE momento flettente

**10.5.3** Diagrammi di output delle sollecitazioni – SLU/SLV



*Figura 10.13 – Inviluppo SLU sforzo normale*



*Figura 10.14 – Inviluppo SLU sforzo di taglio*

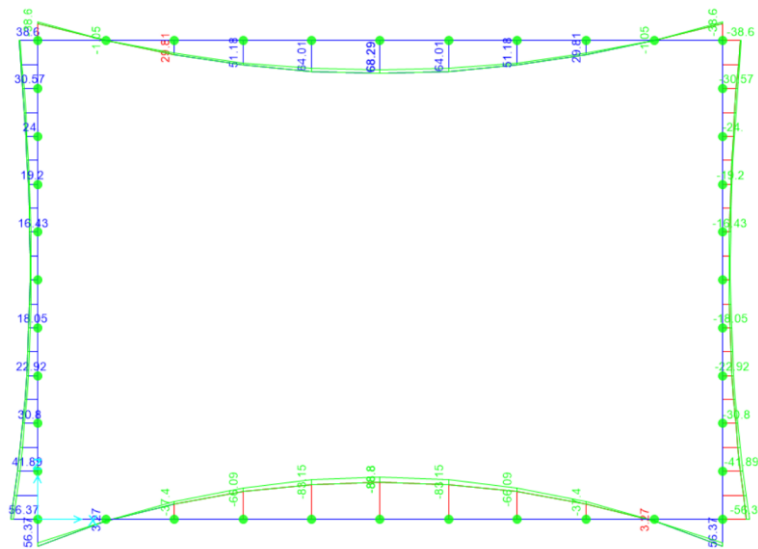


Figura 10.15 – Inviluppo SLU momento flettente

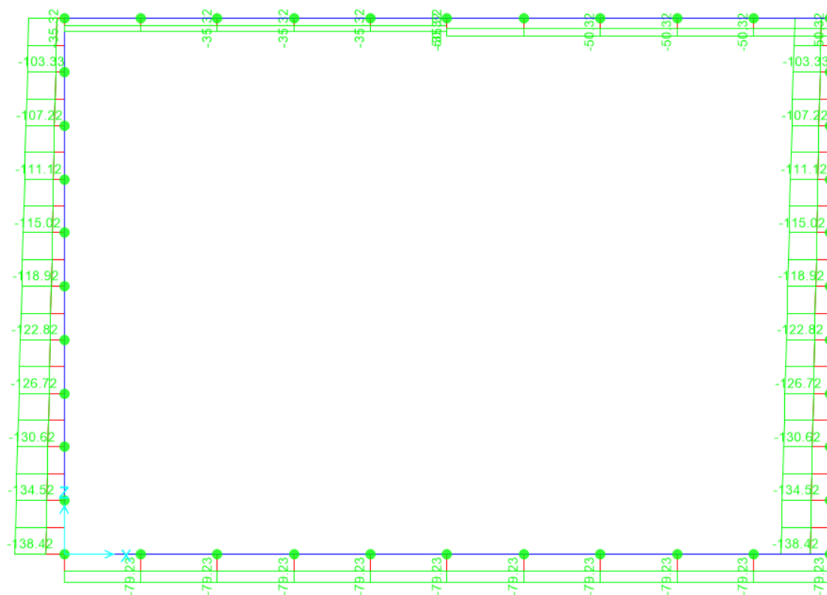


Figura 10.16 - Inviluppo SLV sforzo normale

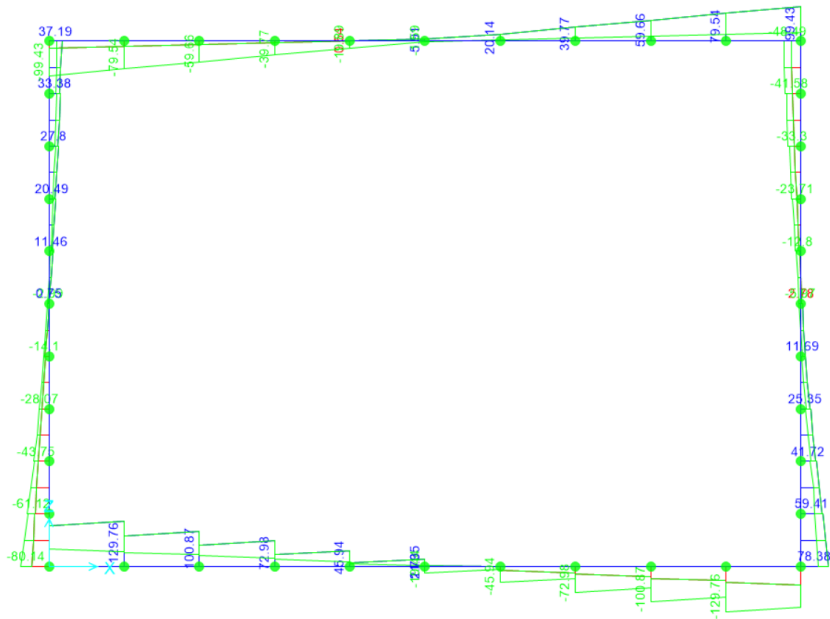


Figura 10.17 - Involuppo SLV sforzo di taglio

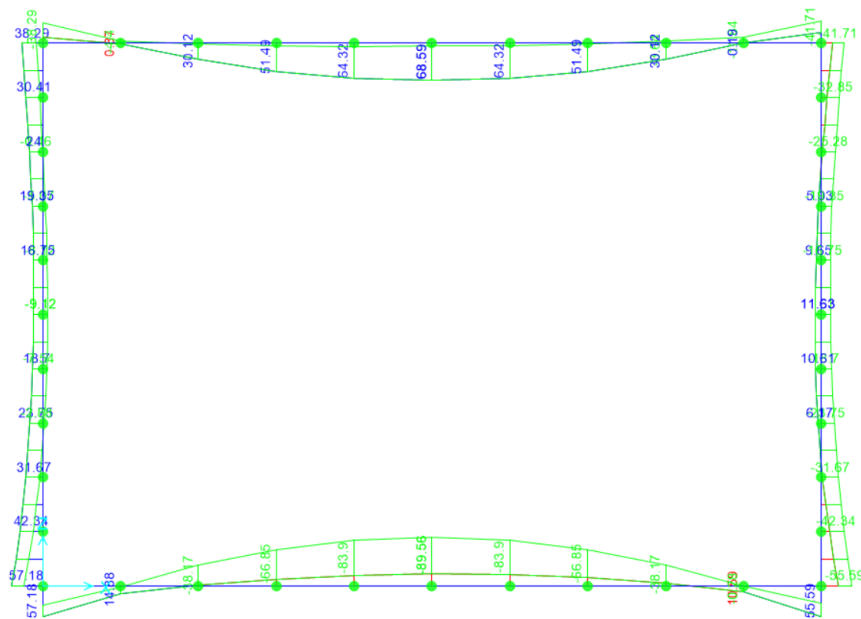


Figura 10.18 - Involuppo SLV momento flettente



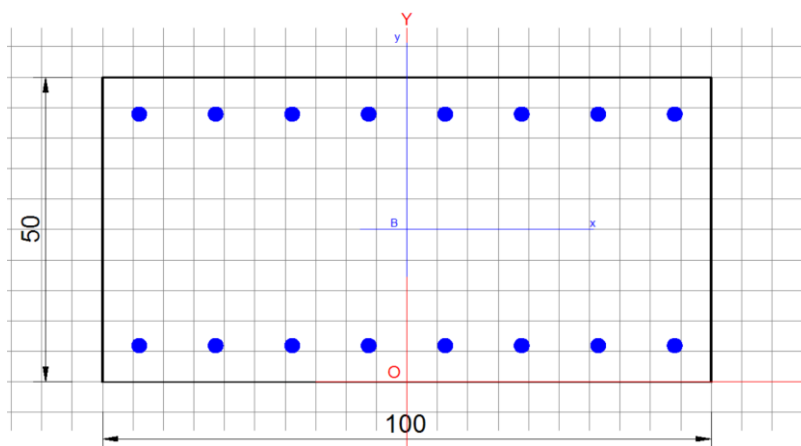
## 10.6 Verifiche strutturali

Con riferimento al §9 della presente relazione, per i setti e le solette di fondazione e copertura si riportano le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. più sollecitate per le varie combinazioni analizzate. In particolare, sono state verificate le sezioni in corrispondenza delle mezzerie delle solette di fondazione e copertura e le sezioni nodali dei piedritti (comprehensive delle sezioni nodali delle solette). Le verifiche sono state condotte mediante il software RC-SEC.

### 10.6.1 Soletta inferiore

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 1.97



#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	54.00	0.10	123.20	0.00
2	79.20	0.10	123.00	0.00

## RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.6 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	54.00	0.10	54.25	416.394	163.903	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	79.20	0.10	79.06	421.164	211.643	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02098	6.0
2	0.00350	50.0	0.00019	44.0	-0.02076	6.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

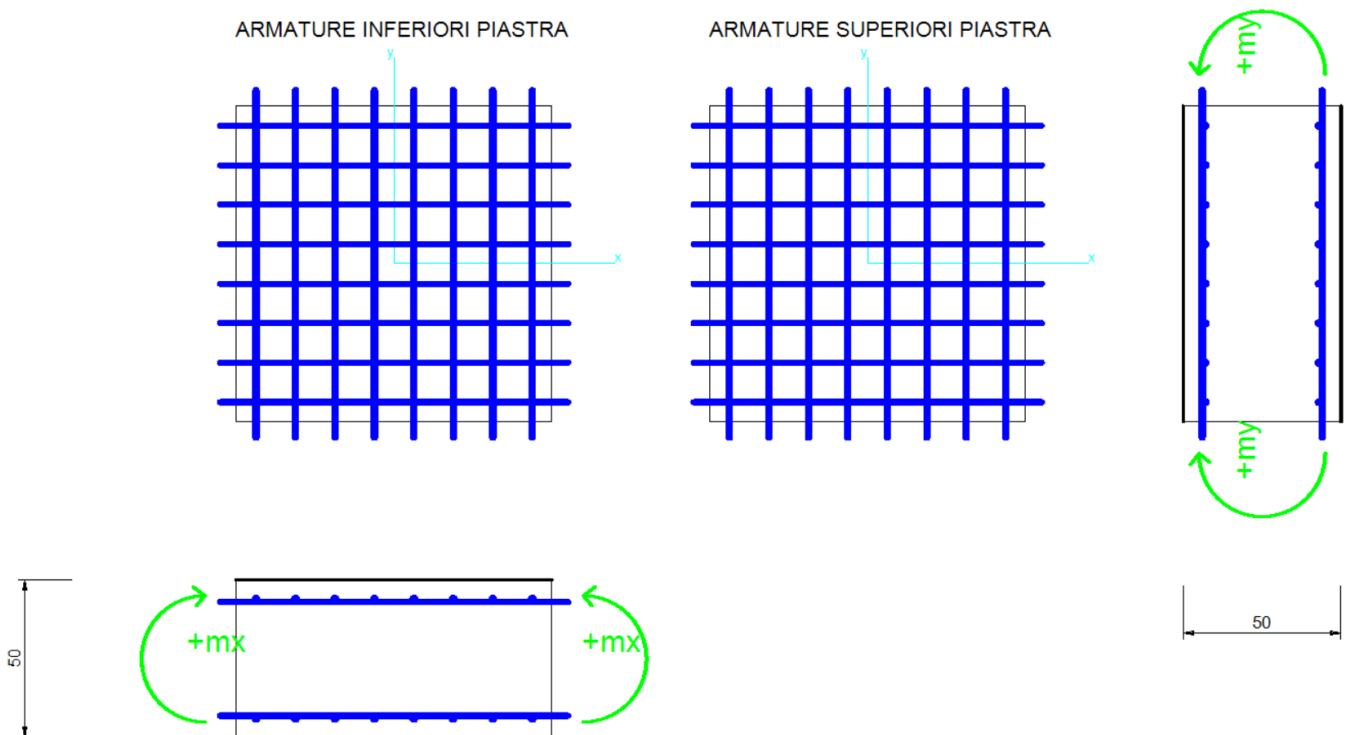
Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]

bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°CombVer	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	123.20	242.86	44.0	100.00.0057	0.01
2	S	123.00	246.19	44.0	100.00.0057	0.02

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8 $\varnothing$ 20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 4.57



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASSIALE**

Descrizione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.8 MPa
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.00350
Diagramma tensioni-deformaz.:	Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.0
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.20 mm
Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra:	50.0	cm
Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	88.80	0.00	0.00	88.80	0.000	0.00
2	89.60	0.00	0.00	89.60	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	57.70	0.00	0.00	57.70	0.000	0.00

#### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	40.60	0.00	0.00	40.60	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	36.00	0.00	0.00	36.00	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)

Ver S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myu I/ myu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	88.80	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	89.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver S/N Esito verifica  
 Sc max Massima compressione [N/mm<sup>2</sup>] nel calcestruzzo per flessione  
 Tipo Fess\_1 Tipo di fessurazione per m\_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_1 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_1  
 Sy\_1 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_1  
 Wk\_1 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Tipo Fess\_2 Tipo di fessurazione per m\_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	1.1	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

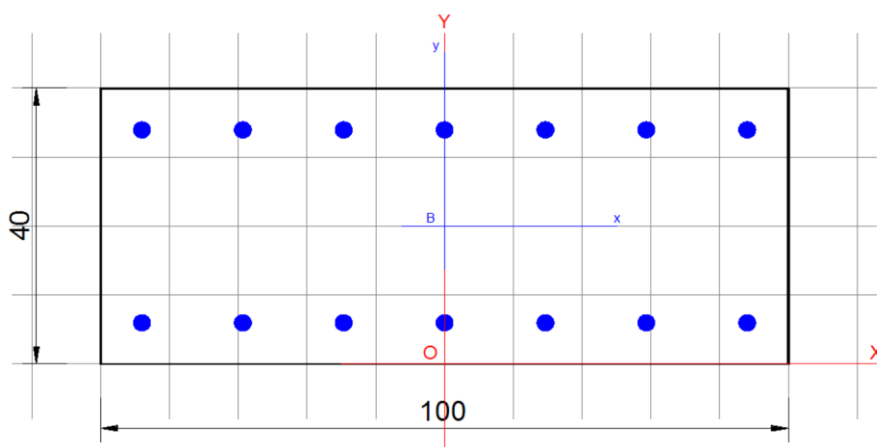
#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			

## 10.6.2Setti

### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio delle pareti laterali

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 7Ø20 (percentuale di armatura = 1.1 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 2.88



### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo:	B450C
-----------------	-------



Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito		

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	134.50	0.10	52.10	0.00
2	134.50	0.10	75.50	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)

Yn	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
x/d	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
C.Rid.	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
As Tesa	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	134.50	0.10	134.35	292.032920.265	33.8	33.8	0.18	0.70	22.0 (6.1)
2	S	134.50	0.10	134.35	292.032920.265	33.8	33.8	0.18	0.70	22.0 (6.1)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0
2	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0

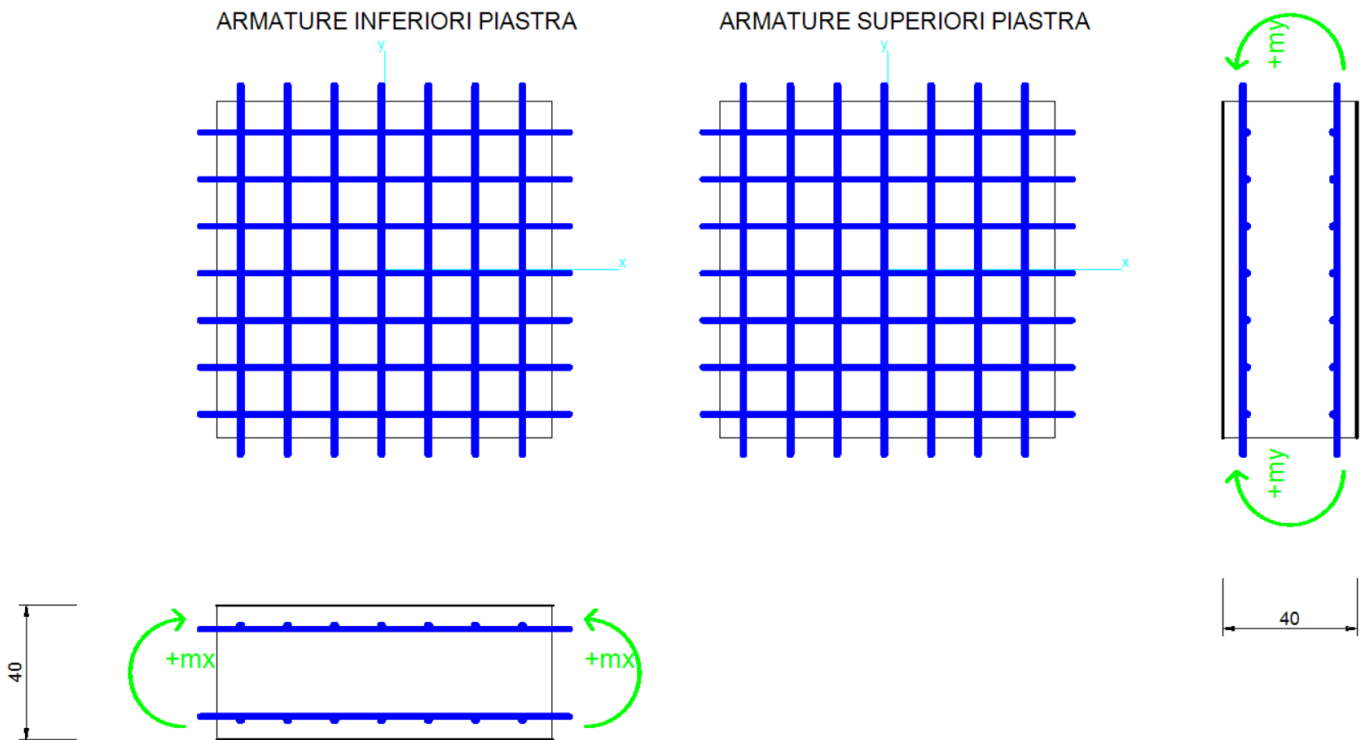
#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	52.10	217.53	34.0	100.00.0065	0.03	0.03
2	S	75.50	217.53	34.0	100.00.0065	0.03	0.03

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra (parete laterale)

- Armature per pressoflessione: 7 $\phi$ 20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 6.61



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASSIALE**

Descrizione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 450.0 MPa  
 Resist. caratt. a rottura ftk: 450.0 MPa  
 Resist. a snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa  
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.3 MPa  
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito  
 Comb.Rare - Sf Limite: 360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra: 40.0 cm

Barre inferiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm  
 Barre superiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm  
 Barre inferiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm  
 Barre superiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 my momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 mxy momento torcente di piastra // [kNm/m]  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m\_1 e la dir. x delle barre (theta\_2=theta\_1+90°)  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	41.90	0.00	0.00	41.90	0.000	0.00
2	42.30	0.00	0.00	42.30	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	30.20	0.00	0.00	30.20	0.000	0.00

**COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	22.40	0.00	0.00	22.40	0.000	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	17.70	0.00	0.00	17.70	0.000	0.00

**VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)**

Ver                              S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myd I/ myu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	41.90	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	42.30	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver	S/N Esito verifica
Sc max	Massima compressione [N/mm <sup>2</sup> ] nel calcestruzzo per flessione
Tipo Fess_1	Tipo di fessurazione per m_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_1	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_1
Sy_1	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_1
Wk_1	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Tipo Fess_2	Tipo di fessurazione per m_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_2	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_2
Sy_2	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_2
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.9	Non fess.				Non fess.			

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			

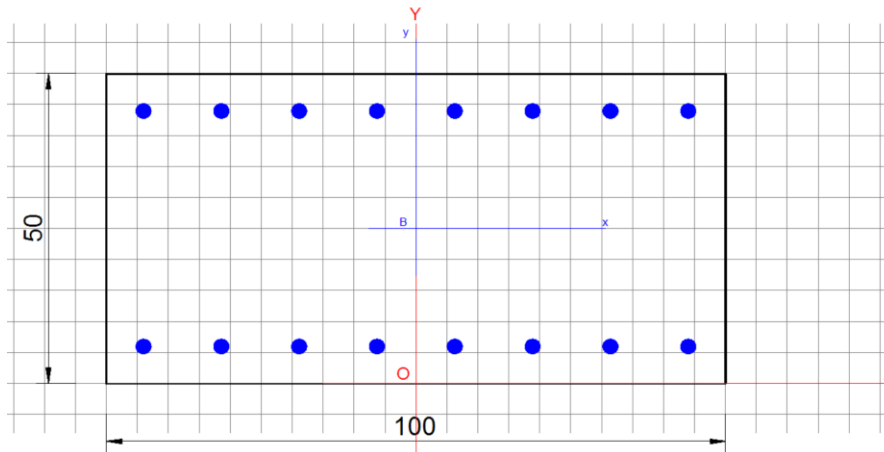
### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

#### 10.6.3 Soletta superiore

##### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio) = 2.66



#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa

Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	29.20	0.10	90.20	0.00
2	50.30	0.10	90.20	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)



N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	29.20	0.10	29.19	411.56	411.56	43.8	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	50.30	0.10	50.48	415.67	415.67	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00013	44.0	-0.02121	6.0
2	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02101	6.0

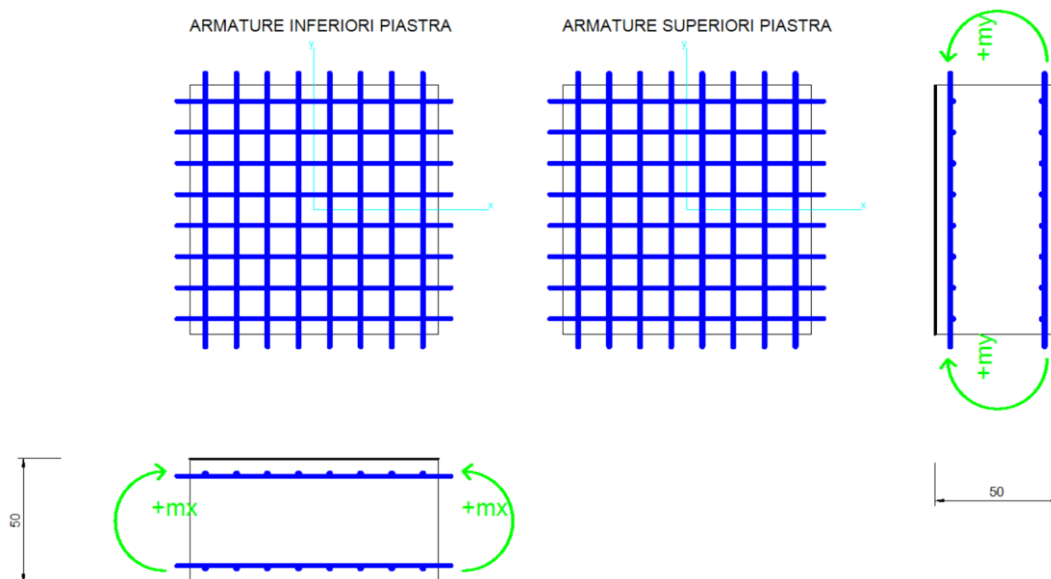
#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	90.20	239.59	44.0	100.00	0.0057	0.01
2	S	90.20	242.37	44.0	100.00	0.0057	0.01

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8Ø20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione) = 5.98



#### DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASIALE

Descrizione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa  
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra: 50.0 cm

Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	68.30	0.00	0.00	68.30	0.000	0.00
2	68.60	0.00	0.00	68.60	0.000	0.00

### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
my	Momento //barre dir. y [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
mxy	Momento torcente di piastra [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	42.80	0.00	0.00	42.80	0.000	0.00

### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. y [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [kNm/m]
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	25.40	0.00	0.00	25.40	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. y [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [kNm/m]
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	19.20	0.00	0.00	19.20	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)

Ver	S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata
mxd I/ mxd S	momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x
mxu I/ mxu S	momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x
myd I/ myd S	momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y
myu I/ myu S	momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	68.30	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	68.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver	S/N Esito verifica
Sc max	Massima compressione [N/mm <sup>2</sup> ] nel calcestruzzo per flessione
Tipo Fess_1	Tipo di fessurazione per m_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_1	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_1
Sy_1	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_1
Wk_1	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Tipo Fess_2	Tipo di fessurazione per m_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi

Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.4	Non fess.				Non fess.			

## 11. INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze degli elementi strutturali verificati.

- Soletta di fondazione –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;
- Setto laterale –  $I = 173 \text{ kg/m}^3$ ;
- Soletta superiore –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;

## INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA .....	6
3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3.2 DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO .....	7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
4.1 CALCESTRUZZO .....	8
4.2 ACCIAIO PER C.A. ....	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	11
5.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	11
5.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO E SEZIONE PRESA COME RIFERIMENTO.....	22
5.3 FALDA E PERMEABILITÀ DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	24
6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	26
6.1 AZIONE SISMICA .....	26
6.2 VITA NOMINALE.....	26
6.3 CLASSE D’USO .....	27
6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA .....	27
6.5 TEMPO DI RITORNO DELL’EVENTO SISMICO.....	27
6.6 ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO .....	27
6.7 PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE .....	30
6.7.1 Effetti stratigrafici.....	30
6.7.2 Effetti topografici.....	32
6.8 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO .....	33
7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018 .....	34

7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO.....	34
8.	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI .....	37
8.1	METODOLOGIA DI CALCOLO PER LE STRUTTURE INTERNE .....	37
8.1.1	<i>Definizione dei percorsi e dei casi di carico .....</i>	<i>38</i>
9.	CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO .....	40
9.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE .....	40
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	40
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D’ESERCIZIO.....	41
10.	ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE .....	44
10.1	ANALISI DEI CARICHI .....	44
10.1.1	<i>Permanenti strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.2	<i>Permanenti non strutturali.....</i>	<i>44</i>
10.1.3	<i>Spinta statica del terreno .....</i>	<i>44</i>
10.1.4	<i>Spinta dell’acqua.....</i>	<i>44</i>
10.1.5	<i>Sovraccarico accidentale da traffico stradale .....</i>	<i>45</i>
10.1.6	<i>Azione del sisma.....</i>	<i>45</i>
10.1.7	<i>Sovrappinta sismica.....</i>	<i>45</i>
10.2	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	45
10.3	COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	49
10.4	MODELLO DI CALCOLO.....	51
10.5	RISULTATI DELLE ANALISI.....	52
10.5.1	<i>Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE.....</i>	<i>52</i>
10.5.2	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE.....</i>	<i>53</i>
10.5.3	<i>Diagrammi di output delle sollecitazioni – SLU/SLV .....</i>	<i>55</i>
10.6	VERIFICHE STRUTTURALI .....	58



10.6.1 Soletta inferiore .....	58
10.6.2 Setti .....	65
10.6.3 Soletta superiore.....	71
11. INCIDENZE.....	79

## 1. PREMESSA

La presente relazione fa riferimento alle verifiche strutturali del nuovo collettore ASA inserito nell’area interessata dal Progetto Definitivo delle Infrastrutture e Servizi dell’area di Interesse Nazionale (SIN) Bagnoli-Coroglio (NA).

Il progetto prevede la realizzazione di nuove opere e modifiche-demolizioni di alcune opere esistenti; di seguito si elencano le principali opere in progetto:

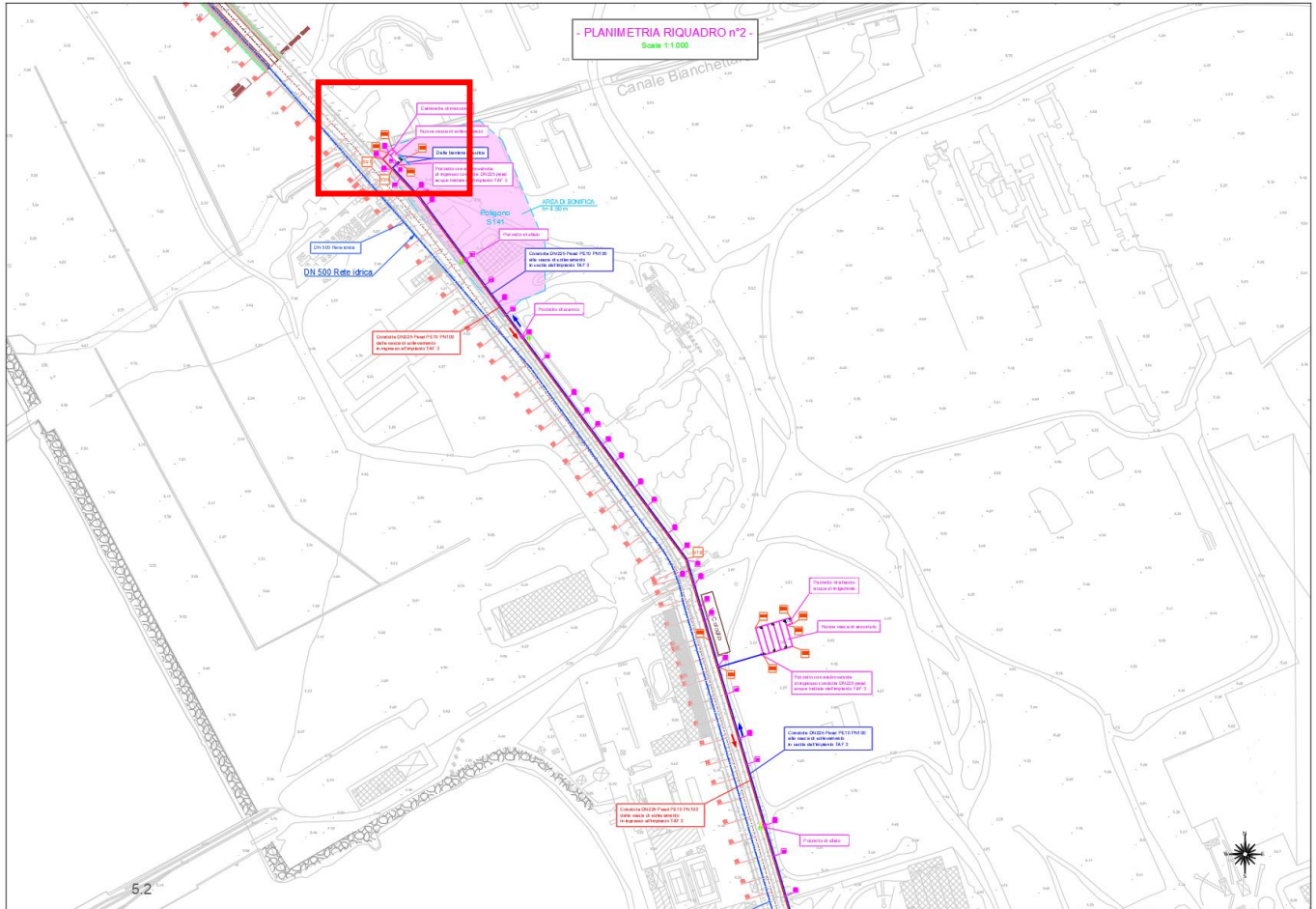
- Nuovi assi stradali
- Nuove condotte prementanti con manufatti
- Nuovo collettore ASA (Arena S. Antonio) con manufatti (Nuovo Impianto di Sollevamento e Dissabbiatura, Nuovo Impianto di Grigliatura, Nuovo TAF3)
- Nuovo collettore di pianura con manufatti

La presente Relazione è redatta con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) emanato il 17/1/2018 e nella Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, nonché alle “Linee Guida - Indagini ed Analisi Geologiche, Geofisiche e Geotecniche” della Regione Campania – A.G.C. LL.PP. – Settore Geologico Regionale.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche appositamente eseguite e su dati geologico-geomorfologici e stratigrafici dell’area ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura geologica.

Il presente studio è basato su indagini geognostiche e geotecniche appositamente eseguite e su dati geotecnici ricavati da precedenti indagini e dalla letteratura tecnica.

Nella presente relazione si esamina la vasca di sollevamento.



*Fig. 1: Planimetria generale e inquadramento dell’ opera*

## 2. DESCRIZIONE DELL’ OPERA

Nella presente relazione è stata analizzata la sezione trasversale con larghezza interna delle vasche pari a 4.00 m ed altezza interna pari a 2.30 m; lo spessore della soletta di copertura è pari a 0.50 m; lo spessore della soletta di fondazione è pari a 0.50 m mentre delle pareti laterali è pari a 0.40 m.

La sezione complessiva presenta quindi una larghezza di 4.80 m ed un’altezza di 3.30 m.

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici e tutte le prescrizioni tecniche del presente Progetto Definitivo.

Nei capitoli successivi si riportano le ipotesi assunte alla base del calcolo e le verifiche delle strutture secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

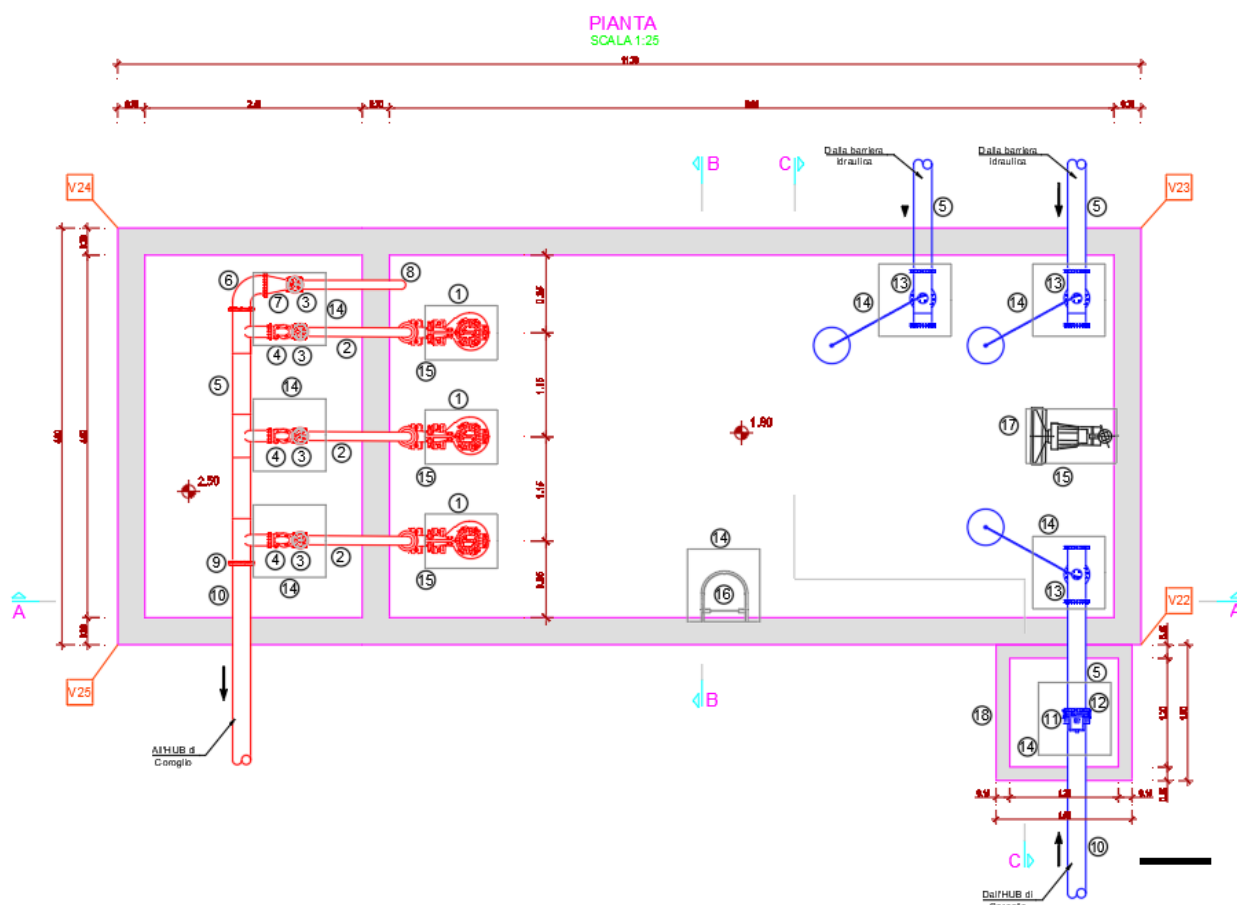


Figura 2.1 – Pianta vasca di accumulo

### 3. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### 3.1 **Normativa di riferimento**

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- Circ. Min. II.TT. 21/01/2019 n. 7, “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018”.
- Circ. Min. II.TT. 02/02/2009, n. 617 del Consiglio Superiore dei LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”.
- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI ENV 1997-3 (2002) - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito”;
- UNI ENV 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture e contenimento ed aspetti geotecnici.

#### 3.2 **Documentazione progettuale di riferimento**

Per la documentazione si fa riferimento agli elaborati specialistici prodotti nell’ambito di questo progetto definitivo.

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza  $r_k$  per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo  $\gamma$ :

$$r_d = r_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le principali caratteristiche meccaniche.

##### 4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

###### **Magroni**

- Classe di resistenza:	C12/15
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione:	X0
- Classe di consistenza slump:	S3
- Contenuto minimo di cemento:	150 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.60
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM II/B-M 32.5 R

###### **Calcestruzzo per strutture di fondazione:**

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XS1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	300 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.55
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	50 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

#### Calcestruzzo per strutture in elevazione:

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XC4
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	300 Kg/m <sup>3</sup>
- Rapporto A/C:	≤ 0.55
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	50 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

#### 4.2 Acciaio per c.a.

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto	$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
- Rapporto	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
- Allungamento	$(A_{gt})_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 2 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 3 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio del sottovia in oggetto è XS1 E XC4; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 3 è “Aggressiva”. Con riferimento alla tabella su riportata, pertanto, il valore nominale del copriferro di progetto sarà pari a 30 mm; vanno aggiunti altri 10 mm per la tolleranza costruttiva. In via cautelativa, non prevedendo controlli di qualità estremamente efficienti in cantiere per la misura dei copriferri, questi sono stati assunti pari a **50 mm**.



## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi che seguono si riporta una breve descrizione ed una sintesi delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni rinvenuti nell’area di progetto fino alle profondità di interesse. I dati alla base della caratterizzazione geotecnica e sismica sono stati ottenuti dalle indagini in situ e di laboratorio. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica redatta nel corso della presente fase progettuale.

### 5.1 Definizione delle unità geotecniche individuate

Dai dati di sondaggi sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche

#### OLOCENE-RECENTE

##### ***R - Riporti Antropici***

In superficie si individua la presenza estesa di terreni di riporto, relativi alle varie fasi urbanistiche-industriali dell’area di Bagnoli, caratterizzate da elementi tufacei eterometrici, in matrice limosa-cineritica e sparsi frammenti di elementi di origine antropica laterizi e calcestruzzo.

Lo spessore varia da 3 a 5 metri circa.

L’unica eccezione significativa è riferita al sondaggio S13 in cui fino alla profondità di 20 m si sono intercettate litologie direttamente o indirettamente riconducibili a riporti; in particolare si cita la presenza di trovanti di calcestruzzo da 14,70 a 20 m di profondità dal p.c

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 8 a 40 colpi/30cm, con locali valori  $N_{spt} > 60$  ed a rifiuto; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili e di presenza di elementi antropici grossolani (frammenti di laterizi e di calcestruzzo).

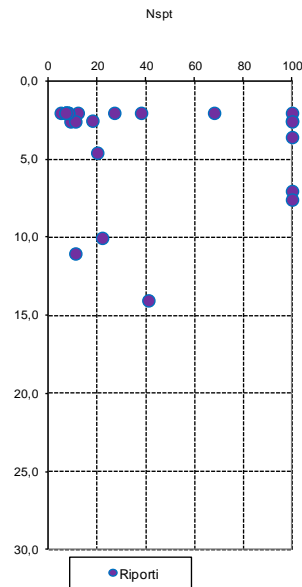


Figura 5.1 – valori penetrometrici SPT nei terreni di riporto

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici  $N_{spt} > 60$  colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa –  $D_r = 20-60\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 33-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 10-50$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-45$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione ghiaiosa-sabbiosa (80%) e frazione limo-argillosa trascurabile (15 %).

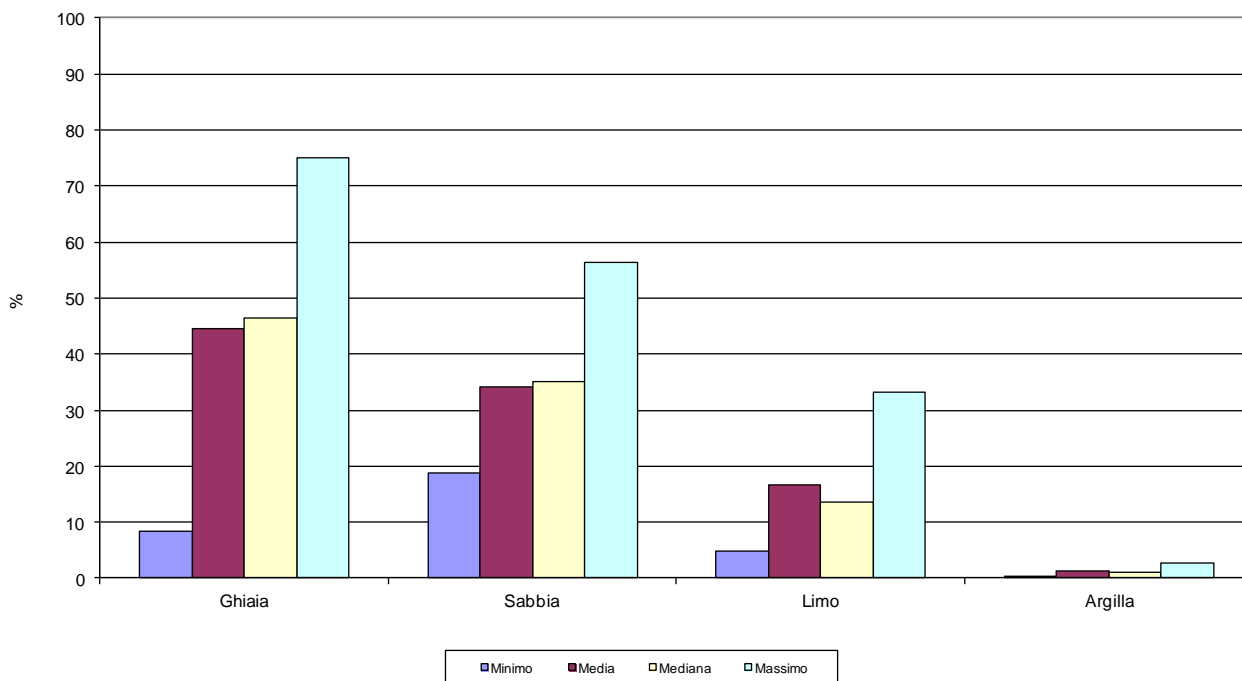


Figura 5.2 - Frazioni granulometriche nei riporti

In questa unità sono state eseguite prove di laboratorio su 9 campioni che hanno individuato valori di  $W_n = 9-32\%$ , pesi di volume  $\gamma = 11-16 \text{ kN/m}^3$  e decisamente non plastici.

Le prove di taglio diretto in corrispondenza della frazione sabbiosa hanno dato valori di  $\phi' = 34-41^\circ$  e  $c' = 8-45 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Peso di Volume - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15-16
Umidità naturale – $W_n$ (%)	24-51
Angolo di attrito - $\phi'$	33-36
Coazione drenata – $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione – $E'$ (MPa)	10-50

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coazione nulla, con media deformabilità.

### LS – Limi sabbiosi

Inferiormente ai riporti, nella zona centrale della piana di Bagnoli, è presente un deposito limoso-sabbiosi e sabbioso-limoso di colore grigio-brunastro, con locali livelli organici.

Lo spessore varia da 3-5 metri nelle zone bordiere della piana di Bagnoli, fino a valori di circa 10-15 metri nelle zone centrali della piana ed ancora maggiori verso l’area costiera.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato prevalentemente valori variabili da 2 a 40 colpi/30cm, con locali valori Nspt =40-60 colpi/30cm; questi valori sono indice di addensamenti molto variabili (Figura 4.3).



Figura 5.3 – valori penetrometrici SPT nei limi sabbiosi

Da tali valori, trascurando i valori penetrometrici Nspt > 40 colpi/30cm, si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale.

- Densità Relativa – Dr = 20-60%
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 30-35^\circ$
- Modulo di Deformazione – E' = 10-30 MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 1-25$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (80%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

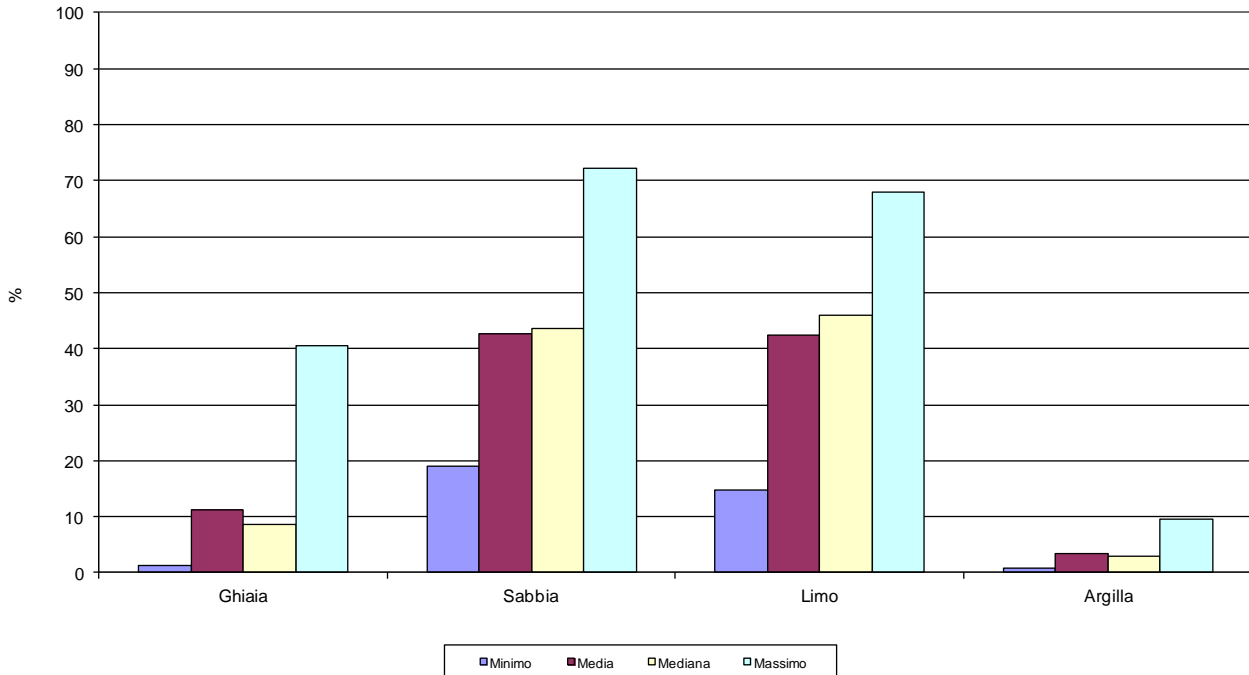


Figura 5.4 - Frazioni granulometriche nelle sabbie limose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17$  kN/m<sup>3</sup>, con Limiti di Atterberg non determinabile e plasticità nulla.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\phi' = 33-40^\circ$  e coesione variabile da 0 a 30-40 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\phi' = 23-25^\circ$  e coesione variabile da 11 a 53 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-14$  MPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-17
Angolo di attrito - $\phi'$	28-34
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0-10

Modulo di deformazione – E' (MPa)	10-30
Modulo Edometrico - Eed (MPa)	5-10

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### LST – Limi torbosi

In un settore meridionale della piana, al piede della scarpata di Posillipo ed in corrispondenza dei sondaggi S. 27 w S. 28. si è intercettata una unità limosa con abbondante contenuto torboso e con spessori significativi, al di sotto della coltre dei terreni di riporto.

Lo spessore è di circa 4-6 metri.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori molto bassi ed intorno a 5-7 colpi/30cm.

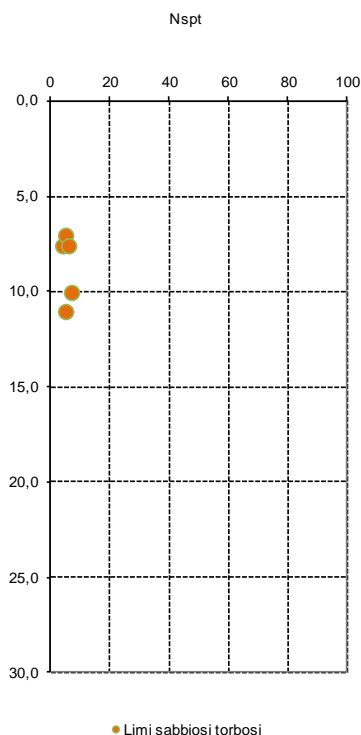


Figura 5.5– valori penetrometrici SPT nei limi torbosi (S 27, S28).

Da tali si stimano i seguenti parametri geomeccanici con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale (data la prevalenza della frazione limosa e sabbiosa, con argilla trascurabile).

- Densità Relativa –  $D_r = 20-30\%$
- Angolo di attrito di picco -  $\varphi' = 28-30^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 8-12 \text{ MPa}$

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (85-90%), con frazione ghiaiosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

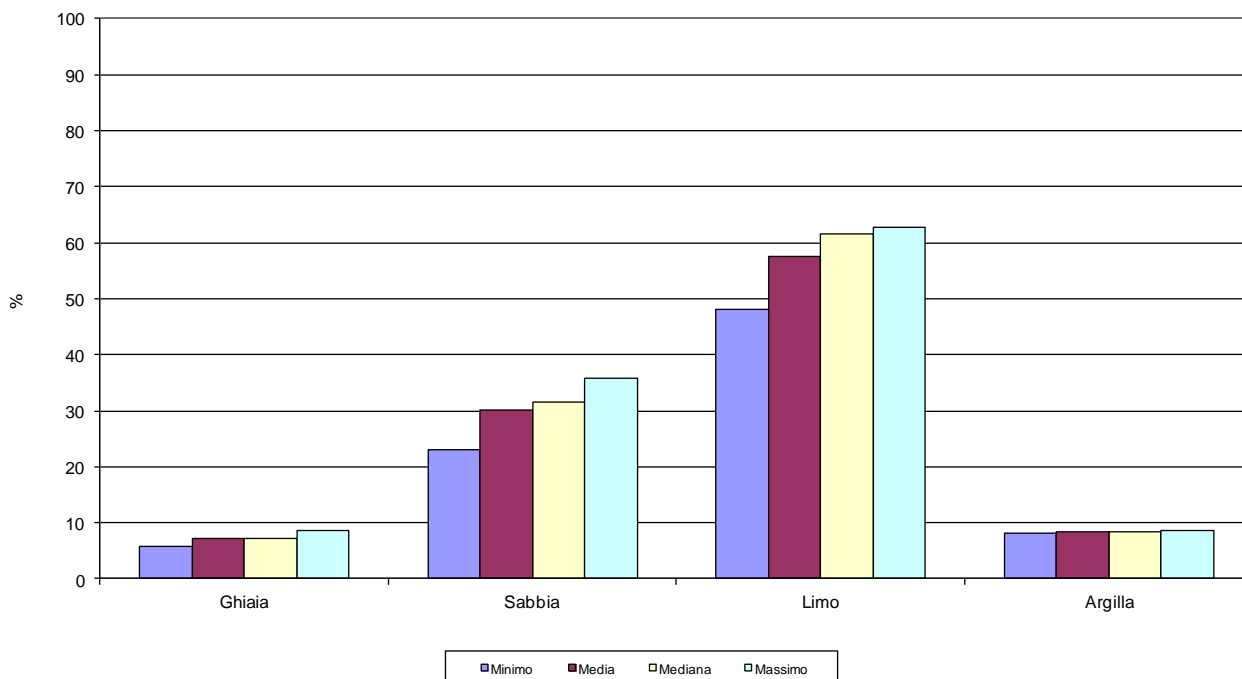


Figura 5.6 - Frazioni granulometriche nei limi torbosi

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 13-16 \text{ kN/m}^3$ , Limite Liquido  $LL = 31-63 \%$ , Indice Plastico  $IP = 7-41$ , Indice di Consistenza  $I_c$  negativo ( $I_c = -1,3$ ), segno di presenza locale di umidità superiore al Limite Liquido.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine costituite da prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\varphi' = 25-26^\circ$  e coesione variabile da 6 a 14 kPa.

Due prove edometriche hanno dato valori di  $E_{ed} = 2-3 \text{ MPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Peso di Volume - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13-15
Angolo di attrito - $\phi'$	24-28
Coesione drenata – $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	0-10
Modulo di deformazione – $E'$ (MPa)	8-12
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	2-3

Il comportamento geomeccanico è frizionale, con locale apporto di resistenza coesiva, con medio-elevata deformabilità.

### **SG – Sabbie limose-ghiaiose**

Inferiormente ai limi sabbiosi sopra descritti, si passa a depositi con maggiore presenza sabbiosa grossolana e ghiaiosa, di colore marrone.

Questa unità è stata intercettata sino alle massime profondità di esecuzione dei sondaggi geognostici (30 m) ed è stratigraficamente sovrastante il substrato tufaceo.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 25-60 colpi/30cm.

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della resistenza al taglio e dei parametri di deformabilità, con riferimento a comportamento geomeccanico frizionale:

- Densità Relativa –  $D_r$  = 50-90%
- Angolo di attrito di picco -  $\phi' = 35-38^\circ$
- Modulo di Deformazione –  $E' = 25-35$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20} = 10-50$  colpi/20cm, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e ghiaiosa (80-85%), con frazione limosa trascurabile e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.



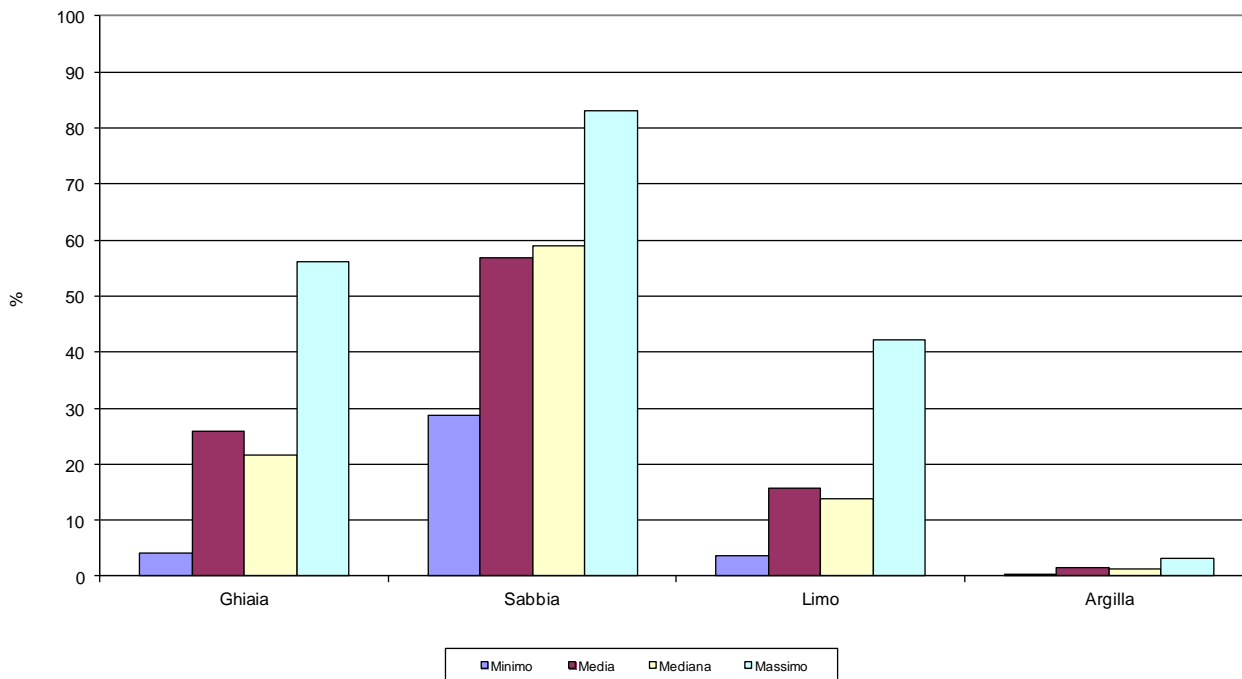


Figura 5.7 - Frazioni granulometriche nelle sabbie ghiaiose

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-18 \text{ kN/m}^3$  e Limiti di Atterberg non determinabili per assenza di plasticità.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche di Taglio Diretto, da cui emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\varphi' = 34-42^\circ$  e  $C' = 0-48 \text{ kPa}$ .

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo.

Densità - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15-18
Angolo di attrito - $\varphi'$	35-38
Coesione drenata - $C'$ (kPa)	0
Modulo di deformazione - $E'$ (MPa)	20-30

Il comportamento geomeccanico è decisamente frizionale a coesione nulla, con medio-bassa deformabilità.

### **ATN – Piroclastiti**

Piroclastiti costituite prevalentemente da pomici e cineriti di colore grigiastro e riferibili a più fasi eruttive ed . afferenti all’unità dei Litosoma Astroni (ATN).

Questa unità affiora nelle zone settentrionali ed orientali della piana di Bagnoli, con presenza degli abitati di Bagnoli e di Cavalleggeri.

Nell’ambito della piana in esame è stata intercettata dai sondaggi nei settori settentrionali e meridionali della piana di Bagnoli a profondità di circa 9-10 m dal p.c. e con profondità che aumenta sino a profondità maggiori 30 m nelle zone centrali della piana e verso la costa.

Le prove penetrometriche SPT hanno dato valori variabili da 16 a 60 colpi/30cm,

Le prove penetrometriche hanno permesso la stima della coesione non drenata e del Modulo Edometrico, con riferimento a comportamento geomeccanico coesivo, considerando la presenza prevalente della matrice cineritica-lapillosa:

- Coesione non drenata –  $C_u = 100-400$  kPa
- Modulo Edometrico –  $E_{ed} = 10-20$  MPa

Le prove penetrometriche DPSH hanno dato valori  $N_{20}$  superiori a 50 colpi/20cm o a rifiuto, coerenti con i dati SPT.

Le prove di laboratorio, dal punto di vista granulometrico, hanno evidenziato la prevalenza della frazione sabbiosa e limosa (75%), con frazione ghiaiosa subordinata (20 %) e sostanzialmente assenza della frazione argillosa.

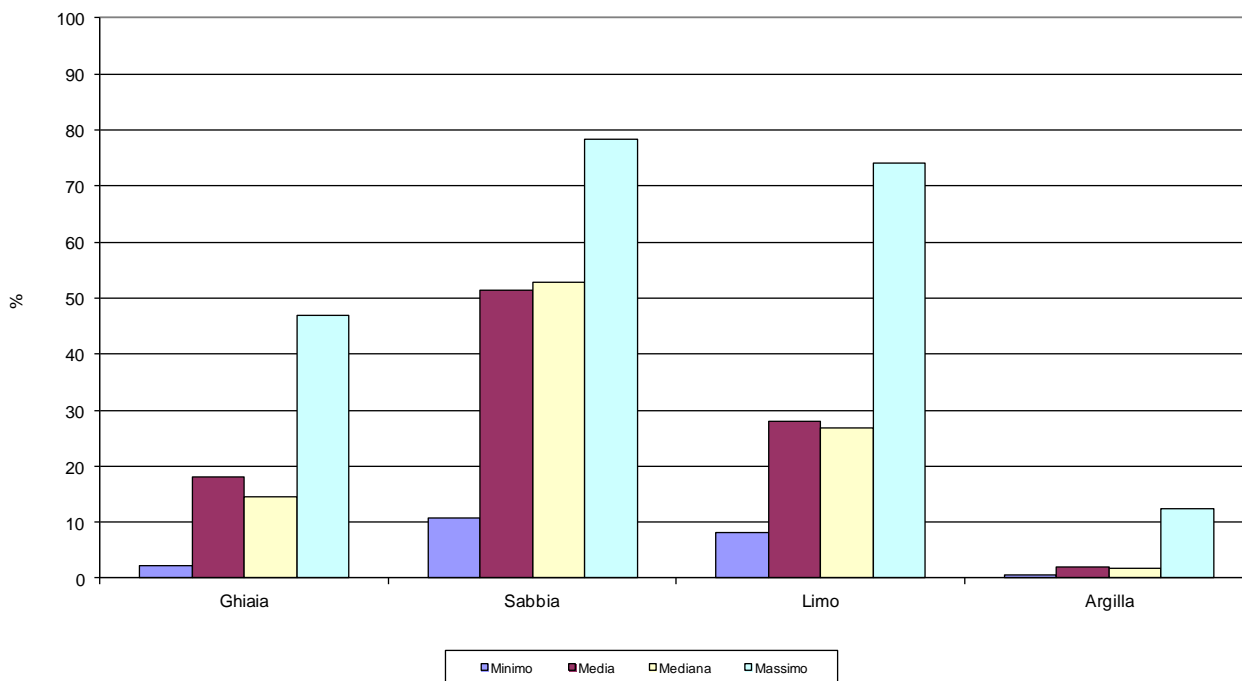


Figura 5.8 - Frazioni granulometriche nelle piroclastici

Le prove di laboratorio hanno evidenziato i seguenti parametri fisici: peso di volume  $\gamma = 11-17 \text{ kN/m}^3$ , e Limiti di Atterberg prevalentemente non determinabili per assenza di plasticità; soltanto in 2 campioni si evidenziano valori di LL = 31-40% e IP = 5-6.

In questa unità sono state eseguite anche prove geomeccaniche a lungo termine; da prove di taglio diretto emerge una resistenza al taglio a lungo termine con  $\phi' = 33-43$  e coesione variabile da 0 a 58 kPa.

Alcune prove Triassiali CID, eseguite in campioni con significativa frazione limosa, si sono ottenuti valori di  $\phi' = 24-45^\circ$  e coesione variabile da 1 a 26 kPa.

Sulla base dei dati penetrometrici e di laboratorio si valutano i seguenti parametri geotecnici, con criterio cautelativo, con criterio a breve ed a lungo termiche.

Densità - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	14-17
Angolo di attrito - $\phi^\circ$	28-33
Coesione drenata - $C'$ (kPa) (stimato da SPT)	10-30
Coesione non drenata - $C_u$ (kPa)	100-400
Modulo Edometrico - $E_{ed}$ (MPa)	10-20

Il comportamento geomeccanico è congiuntamente coesivo e frizionale, con bassa deformabilità.

## 5.2 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto e sezione presa come riferimento

Sulla base dell’analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

litotipo	Densità - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito - $\phi$ (°)	Coesione drenata - C' (kPa) (stimato da SPT)	Coesione non drenata - Cu (kPa)	Modulo Edometrico - Eed (MPa)	Modulo di deformazione - E' (MPa)
R - Riporti Antropici	15-16	33-36	0			20-50
LS – Limi sabbiosi	13-15	28-34	0-10		5-10	20-30
LST – Limi torbosi	13-15	24-28	0-10		2-3	20-25
SG – Sabbie limose-ghiaiose	15-18	35-38	0			40-70
ATN – Piroclastiti	12-17	26-30	10-30	100-400	10-20	

Tabella 5.1: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità individuate

Con riferimento al profilo geotecnico Sez. Nord-Sud, riportato di seguito, è stata la sezione stratigrafica compresa tra i sondaggi S35-S13. L’unità stratigrafica è interessata dai Riporti antropici.

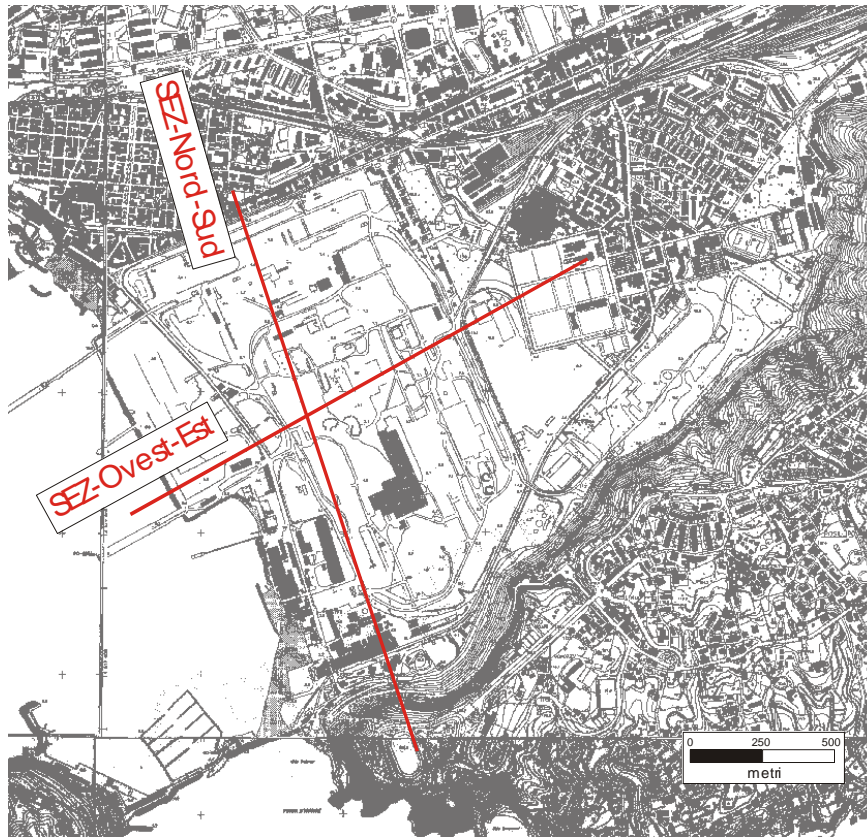


Figura 5.9 - Traccia delle sezioni geologiche generali

## SEZIONE GENERALE NORD-SUD

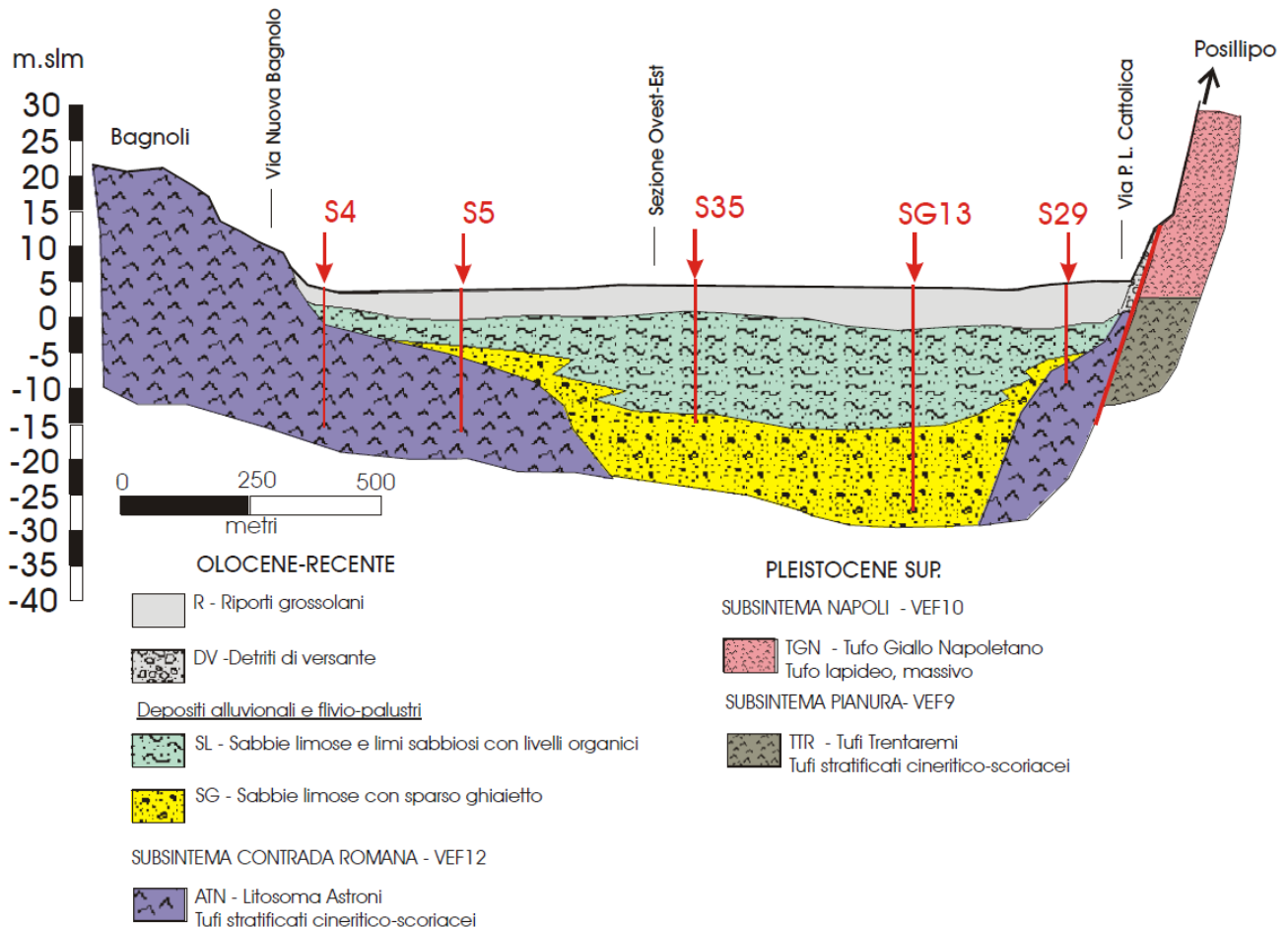


Figura 5.10 - Sezione geologica generale Nord-Sud

### 5.3 Falda e permeabilità delle unità geotecniche

Bagnoli-Fuorigrotta è caratterizzata dalla presenza di una falda idrica con quote di poco superiori al livello marino e che pertanto a profondità di pochi metri dal piano campagna, con gradiente che dai settori est drena verso la costa.

Nell’ambito della variabilità stagionale e storica delle quote piezometriche si riscontrano localmente livelli piezometriche con variabilità intorno a 0,3-0,8 m slm (circa alla profondità media di 3.5-4.0 m dal p.c.)

Si sottolinea che le misure piezometriche eseguite il 7 novembre 2022 hanno localmente rilevato una piezometrica di circa 0,3 m slm.

Dal punto di vista della permeabilità sono disponibili nell’ambito dei limi sabbiosi alcune prove Lefranc che rilevano una permeabilità intorno a  $3 \cdot 10^{-5}$  e  $1 \cdot 10^{-6}$  m/sec.

Data - rilievo	livello – m slm variazioni	livello – m slm valore di riferimento
2008 – De Vivo	circa 1,0	0,8
2019 – App Spec. 3	0,6-0,8	0,8
2020 – invitalia - luglio	0,6-0,8	0,7
2020 - invitalia -febbraio	0,8-1,0	0,9
2020 - invitalia -novembre	circa 0,5	0,5
2021 – invitalia -aprile	0,8-1,0	0,9
2022 – 7 novembre rilievo piezometri (pregressi e attuali)	0,2-0,5	0,3

Tabella 5.2: valori di permeabilità delle unità geotecniche

Nel caso in esame, essendo in prossimità del livello del mare, la falda è stata considerata, cautelativamente, coincidente con il p.c.

## 6. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 6.1 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 6.2 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.4.1 delle NTC2018 la vita nominale  $V_N$  può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 4.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita Nominale minima [ $V_N$ ]
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 4 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie



Tenendo conto delle indicazioni precedenti, per l’opera in oggetto è stata assunta una Vita nominale pari a  $V_N = 50$  anni.

### 6.3 Classe d’uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d’uso e quindi delle conseguenze di un’interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d’uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U$ .

Facendo riferimento al punto 2.4.2 delle NTC2018 per l’opera in oggetto la classe d’uso a cui far riferimento sarà  $C = III$ , a cui corrisponde un coefficiente d’uso  $C_U = 1.5$ .

### 6.4 Periodo di riferimento per l’azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento  $V_R$  da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

### 6.5 Tempo di ritorno dell’evento sismico

Fissato il periodo di riferimento  $V_R$  e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella), è possibile stimare il periodo di ritorno dell’azione sismica  $T_R$  attraverso l’espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio ( $P_{VR}$ )	Stati limite ultimi ( $P_{VR}$ )
SLO – Stato limite di operatività (81%)	SLV – Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD – Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tab. 5 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento  $P_{VR}$

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell’evento sismico:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

### 6.6 Accelerazione massima su suolo roccioso

Inoltre, l'allegato A di tali Norme prevede che l'azione sismica di riferimento per la progettazione venga definita sulla base di analisi probabilistiche di pericolosità sismica con riferimento ad un reticolo di nodi (INGV – Progetto S1, 2004-2006) caratterizzati da definiti parametri (a(g), Fo, TC\*).

L’area sede del progetto in esame è individuata dalle seguenti coordinate (ED50):

	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>Ubicazione – zona centrale piana di Bagnoli</b>	14,177424	40,808982

L’area in esame è localizzata all’interno dei seguenti nodi con relative coordinate:

<b>NODO</b>	<b>LONGITUDINE (°)</b>	<b>LATITUDINE (°)</b>
<b>33199</b>	14,151	40,833
<b>33200</b>	14,217	40,833
<b>33421</b>	14,15	40,783
<b>33422</b>	14,216	40,783

Di seguito si riporta la localizzazione del sito e dei nodi di riferimento, con riferimento ad una Probabilità di Superamento in 50 anni del 63% e Percentile del 50% .

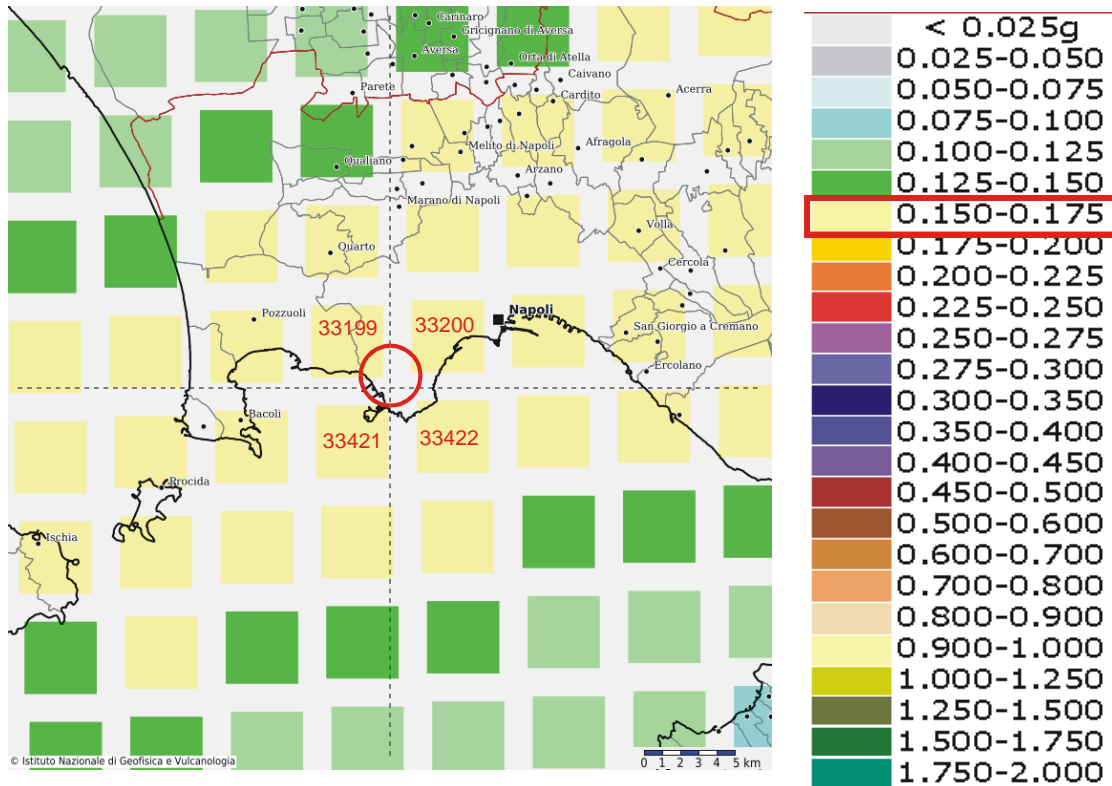


Figura 6.1 - localizzazione del sito e dei nodi di riferimento (valori di  $a(g) = 0,05-0,1$  riferite ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni)

In particolare, il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [ $F_0$  e  $T^*c$ ]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

$a_g$  = accelerazione massima suolo tipo A nel sito;

$a_{g,i}$  = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto;

$d_i$  = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (cfr. Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al  $V_R$ , ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento

$P_{VR}$  fissate in progetto, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g, F_o, T^*_c$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l’espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- $p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

I valori dei parametri  $a_g, F_o, T^*_c$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell’ALLEGATO B delle NTC2018; in particolare per le opere del tratto in esame, come riportato nelle tabelle 6.3 e 6.4 della relazione sismica per i diversi stati limite, si ha:

STATO LIMITE		PVR (%)	TR (anni)	a(g)	Fo	TC*
Stati Limite di Esercizio	SLO	81	45	0,055	2,328	0,304
	SLD	63	75	0,072	2,317	0,321
Stati Limite Ultimi	SLV	10	712	0,191	2,384	0,331
	SLC	5	1462	0,240	2,471	0,334

## 6.7 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- Parametro  $S_S$ : Effetti stratigrafici;
- Parametro  $S_T$ : Effetti topografici.

### 6.7.1 Effetti stratigrafici

Per la valutazione dell’amplificazione stratigrafica le norme sismiche suddividono i diversi terreni in 5 Categorie di Sottosuolo, in relazione alla risposta sismica locale, come qui di seguito riportato:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie</i>

	terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Sono state eseguite n. 13 prove Down-Hole, dalle quali non emerge la presenza di un bed-rock entro i primi 20 m e pertanto la categoria di sottosuolo è calcolata con il valore Vs20.

Dall’ indagine geofisica emerge che in 11 prove sono risultati valori di Vs30 = 374-503 m/sec (Categoria di Sottosuolo B), mentre in una sola prova è risultato un valore di Vs30 = 308 m/sec (Categoria di Sottosuolo C).

In Figura è riportato l’andamento delle onde di taglio della prova Down-Hole con valore minimo di  $V_{s,30} = 374$  relativa al sondaggio S27 (Categoria di Sottosuolo B) e l’andamento della Down-Hole con valore  $V_{s,30} = 308$  m/sec relativa al sondaggio S21 (Categoria di sottosuolo C).

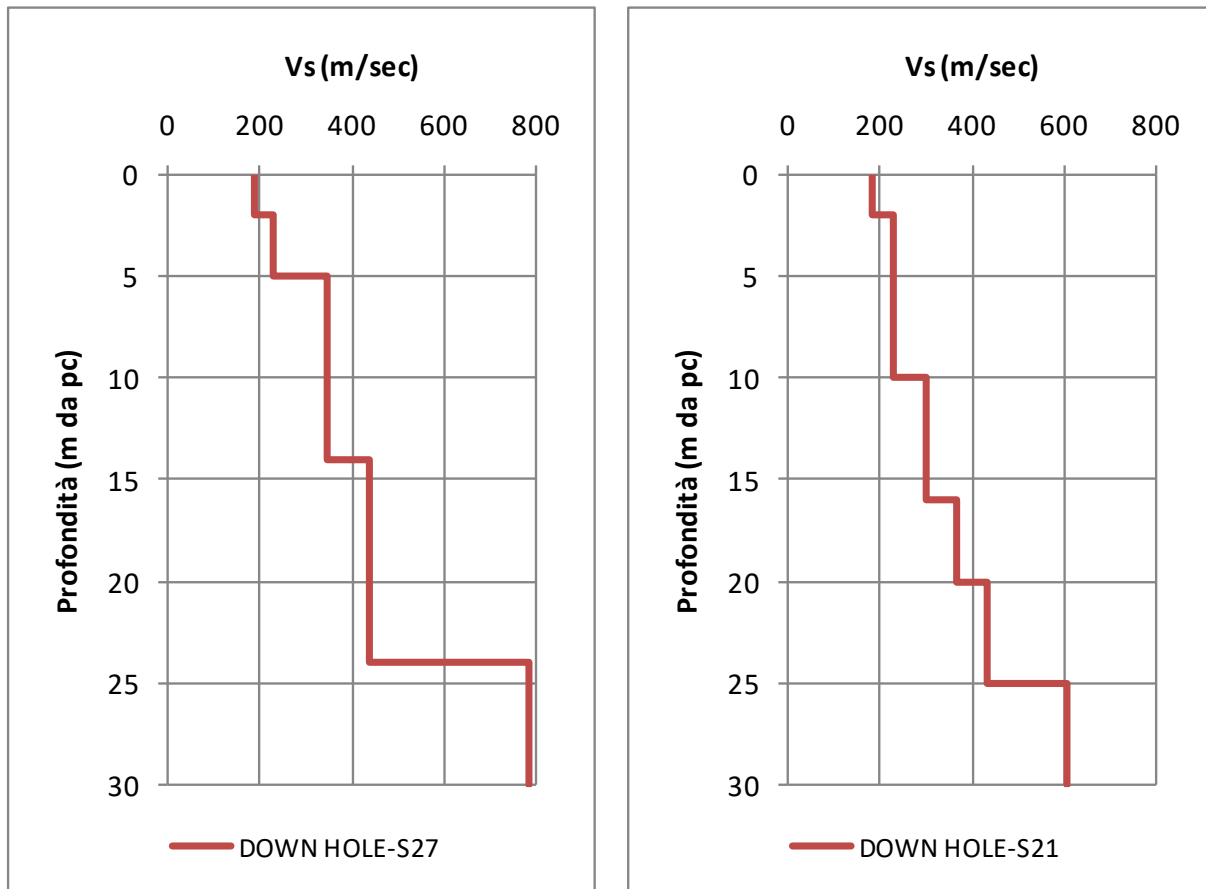


Figura 6.2 - Andamento delle Vs della Down-Hole S27 (Categoria di Sottosuolo B) e della Down-Hole S21 (Categoria di Sottosuolo C).

Poiché i valori ottenuti di Vs30 relativi alla Categoria di Sottosuolo B, sono in gran parte prossimi al limite di passaggio alla Categoria di Sottosuolo C, si assume cautelativamente per tutta l'area di progetto una categoria di Sottosuolo C.

Categoria di suolo tipo C

- $S_s = 1.46$

### 6.7.2 Effetti topografici

In base alla situazione topografica le norme vigenti individuano 4 condizioni con relativi valori del Coefficiente di Amplificazione Topografica  $S_T$ :

CATEGORIA TOPOGRAFICA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA	COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA - $S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con	1,0

	inclinazione media $i < 15^\circ$	
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $i > 30^\circ$	1,4

Nel caso in esame sono presenti morfologie generali con blandi versanti e pendenze intorno a  $10-12^\circ$  ( $i < 15^\circ$ ) e pertanto si può assumere una Categoria Topografica T1

- Categoria: T1
- $S_T = 1.0$

## 6.8 Parametri sismici di calcolo

L'accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_{max}$ ) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato ( $a_g$ ) e dei fattori di amplificazione ( $S_S$  ed  $S_T$ ).

Si ottiene pertanto:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Parametri sismici ( $V_R = 100$  anni)

- $a_g/g = 0.191$
- $F_0 = 2.384$
- $T_c^* = 0.331$  s
- $S_S = 1.43$
- $C_c = 1.51$
- $S_T = 1.00$
- $a_{max}/g = 0.273$

## 7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche.

### 7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo *semiprobabilistico agli stati limite* basati sull’impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra *Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio*.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli *stati limite ultimi* di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ . Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell’effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{M_i}$  e  $\gamma_{F_j} = \gamma_{E_j}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all’azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all’affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R1

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un’unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell’insieme terreno-struttura;



- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_n$ .

Nell’ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell’ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto sono i seguenti:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell’insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..).

## 8. CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

Di seguito si fornisce una descrizione generale dei criteri di modellazione adottati. I metodi di calcolo utilizzati e i relativi programmi di calcolo sono stati largamente utilizzati parallelamente e precedentemente al presente progetto e si ritiene pertanto che la pratica progettuale fornisca di per sé una approfondita e completa validazione degli stessi.

### 8.1 Metodologia di calcolo per le strutture interne

Le analisi numeriche per la valutazione degli effetti delle azioni sugli elementi strutturali delle strutture interne sono state effettuate tramite il codice di calcolo SAP2000 v.14 distribuito da CSI, Berkeley (USA). Nei paragrafi a seguire viene illustrata una breve descrizione del programma.

Si tratta di un software strutturale agli elementi finiti distribuito da “Computers and Structures inc.”. Il programma consente di calcolare le sollecitazioni agenti sulle strutture comunque caricate; tutti i dati, inclusi i risultati, possono essere poi elaborati tramite esportazione in forma tabellare.

Per l’analisi delle strutture mediante suddetto software occorre definire:

1. lo schema statico che numericamente definisce la geometria, le proprietà, i carichi e i parametri di analisi per la struttura;
2. eseguire un’analisi del modello (statica o sismica pseudo-statica o modale)
3. analizzare i risultati delle analisi;

Il processo sopra descritto è di tipo iterativo che può coinvolgere diversi cicli della sequenza descritta. Lo step più importante nella creazione del modello include la definizione dei materiali, del tipo di elementi e della geometria. Ogni materiale ha il suo sistema di coordinate locali impiegate per definire le proprietà elastiche e termiche; gli assi del sistema locale del materiale sono denotati come assi 1, 2 e 3. Per definizione, il sistema di coordinate del materiale è allineato con il sistema di coordinate locale del singolo elemento.

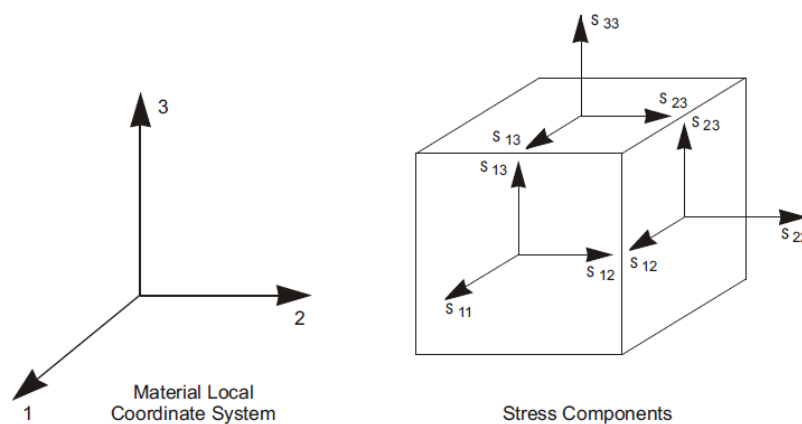


Fig. 6: Planimetria generale e inquadramento dell’opera

Gli elementi maggiormente impiegati nel progetto delle opere civili sono gli elementi beam e gli elementi shell.

Gli elementi *frame* sono estremamente versatili e possono essere impiegati per modellare travi, colonne, vincoli e puntoni nelle analisi piane e tridimensionali. L’elemento frame usa una formulazione generica tridimensionale che include gli effetti di flessione biassiale, torsione, deformazione assiale e deformazione biassiale per taglio. Un elemento frame è modellato con una linea continua che connette due punti, la variazione della rigidezza flessionale o può essere lineare, parabolica o cubica sulla lunghezza dell’elemento; le proprietà assiali, di taglio, flessionali e di peso possono variare linearmente in ogni segmento.

Una frame section è un insieme di proprietà di materiali e geometriche che descrivono la sezione trasversale di uno o più elementi frames.

Le proprietà della sezione possono essere di due tipi:

- prismatiche – tutte le proprietà sono costanti sulla lunghezza dell’elemento
- non prismatiche – le proprietà possono cambiare sulla lunghezza dell’elemento.

Le strutture che possono essere modellate con questo tipo di elemento includono:

- frames bi e tridimensionali
- puntoni bi e tridimensionali
- griglie piane.

Gli elementi *shell* sono invece elementi areali impiegati per modellare un comportamento a membrana, a piastra o a guscio nelle strutture piane e tridimensionali.

Il materiale che costituisce la shell può essere omogeneo o “stratificato” lungo lo spessore. L’elemento shell è governato da una formulazione a 3 o 4 nodi che combina i comportamenti flessionali a membrana e a piastra.

Ciascun elemento shell ha il proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà dei materiali, dei carichi e per interpretare i risultati.

Sono consentiti anche proprietà dei materiali ortotropiche e dipendenti dalla temperatura. Gli elementi shell possono essere caricati da carichi gravitativi e/o uniformi in qualunque direzione, da pressioni di superficie sulle facce superiore, inferiore o laterali, e da carichi dovuti a variazioni di deformata o di temperatura.

La formula di integrazione utilizzata per la rigidità dell’elemento shell è a 4 nodi.

Lo stato tensionale e le forze e momenti interni sono calcolate 2-a-2 nei punti di integrazione di Gauss ed estrapolati ai nodi dell’elemento.

### 8.1.1 Definizione dei percorsi e dei casi di carico

Un percorso di carico è una specifica distribuzione di forze, spostamenti, temperature ed altri fattori che agisce sulla struttura. Un percorso di carico, per generare un effetto, deve essere applicato nei casi di carico. Un caso di carico definisce come i carichi vengono applicati alla struttura (ad esempio se in modo statico o dinamico), come risponde la struttura (ad esempio se in modo lineare o non lineare) e in che modo deve essere fatta l’analisi.

Un caso di carico definisce quanto carico deve essere applicato alla struttura e come la risposta della struttura debba essere calcolata.

## 9. CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per la verifica delle sezioni in conglomerato armato è stato utilizzato il codice di calcolo RC-SEC. Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l’acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 9.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 9.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il taglio resistente nelle sezioni in c.a. è stato calcolato considerando il caso di elementi senza armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi senza armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza di}$$

calcolo dell’elemento privo di armatura a taglio

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$ , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm;}$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd}+d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} ;$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} ;$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 9.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel §4.1.2.2 del D.M. 17-01-20. Sono stati considerati:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di deformazione.

#### Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell’acciaio, verificando:

- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.
- $\sigma_{s,max} = 0.70 f_{yk}$  per combinazione caratteristica

#### Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell’apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 7 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 8 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione



L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento  $w_1$  per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

- $w_1 = 0.20 \text{ mm}$

#### Stato limite di deformazione

Le verifiche di deformazione si effettuano considerando la freccia massima della soletta superiore sotto l’azione dei carichi mobili e nella combinazione rara.

In particolare, per gli spostamenti verticali della soletta superiore si hanno i seguenti valori limite:

- $\delta = L/500$

## 10. ANALISI DELLE STRUTTURE DEFINITIVE

### 10.1 Analisi dei carichi

Relativamente alla sezione stratigrafica considerata, si riporta nel seguito l’analisi dei carichi considerata nel calcolo delle sollecitazioni sulle strutture. Tutti i carichi elementari agenti sulla struttura, sono stati valutati nell’ambito del metodo degli Stati Limite, pertanto i loro valori sono da assumersi quali caratteristici. Nel successivo capitolo, relativo alle Combinazioni di Carico, vengono illustrati i vari coefficienti parziali di sicurezza che conducono ai valori di calcolo delle azioni.

#### 10.1.1 Permanenti strutturali

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e sono valutati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria del problema e dai pesi specifici dei materiali.

#### Pesi propri

Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_c$	=	25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
---------------------------------	------------	---	-------	----------------------

Il peso dei differenti elementi strutturali riguarda:

- soletta di fondazione;
- setti verticali;
- soletta di copertura.

#### 10.1.2 Permanenti non strutturali

Relativamente al manufatto in esame non è stato considerato nessun sovraccarico sulla soletta di copertura.

#### 10.1.3 Spinta statica del terreno

L’entità della spinta del terreno sull’opera è determinata a partire dalla condizione di spinta a riposo.

$$k_{0,A} = 1 - \sin \phi = 0.427$$

#### 10.1.4 Spinta dell’acqua

Sulle pareti esterne della vasca si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza della falda al p.c. Sulla platea di fondazione è stata considerata una sottospinta idraulica pari a  $\gamma_w \cdot h_w$ .

Sulle pareti interne di rivestimento si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza dall’acqua all’interno delle vasche. Si considera un peso dell’unità di volume dell’acqua pari a  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

### 10.1.5 Sovraccarico accidentale da traffico stradale

Sulla soletta di copertura e sulle pareti laterali del manufatto si considera un sovraccarico accidentale da traffico stradale, applicato come carico uniformemente distribuito, pari a 20 kPa.

### 10.1.6 Azione del sisma

Coerentemente con la modalità di analisi sismica pseudostatica adottata, sono stati determinati i coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$  che moltiplicati per le forze di gravità agenti sull’opera rappresentano le forze statiche equivalenti a quelle sismiche. A tale scopo si è fatto riferimento a quanto riportato nel §7.11.6.2.1 nel caso delle opere di sostegno, utilizzando le seguenti equazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $a_{\max} = S \cdot a_g$  Accelerazione massima di riferimento del sito;
- $\beta_m = 1$  coefficiente funzione della categoria del sottosuolo, unitario nel caso di strutture che non siano in grado subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Nel caso in esame, data la tipologia di opera, si è assunto un coefficiente  $\beta_m$  unitario e si ha:

- $k_h = 0.273$
- $k_v = 0.137$

### 10.1.7 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull’intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad  $H/2$ .

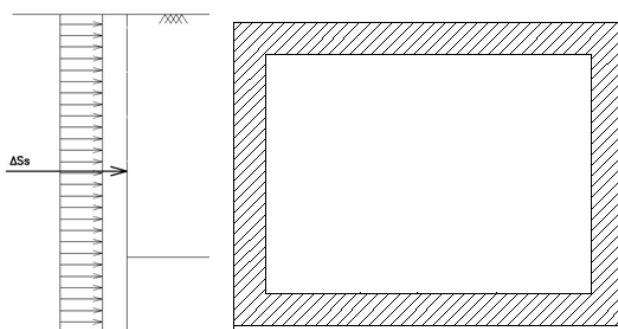


Figura 10.1 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica del terreno

## 10.2 Condizioni di carico elementari

Si riportano di seguito l’elenco dei carichi elementari considerati e alcuni esempi dove si esplicitano le modalità di applicazione nel modello SAP analizzato. Negli schemi con carichi unitario il valore di progetto del carico è stato applicato come moltiplicatore nella schermata “Load Case” già comprensivo dei coefficienti parziali di sicurezza sui materiali e dei coefficienti di combinazione dei carichi.

n.	Condizioni	Azione	Tipo	Sigla
1	Statiche	peso proprio	P	g1
2	Statiche	spinta terreno	P	g1
3	Statiche	peso rinterro	P	g2
4	Statiche	spinta idrostatica	P	u
5	Statiche	stradale	V	q
6	Sismiche	spinta idrodinamica	S	udin
7	Sismiche	inerzia orizzontale	S	lhz
8	Sismiche	inerzia verticale	S	lvz
9	Sismiche	Wood	S	Wood

Tabella 10.1 - condizioni elementari di carico



Figura 10.2 - condizione di carico g1 – spinta del terreno

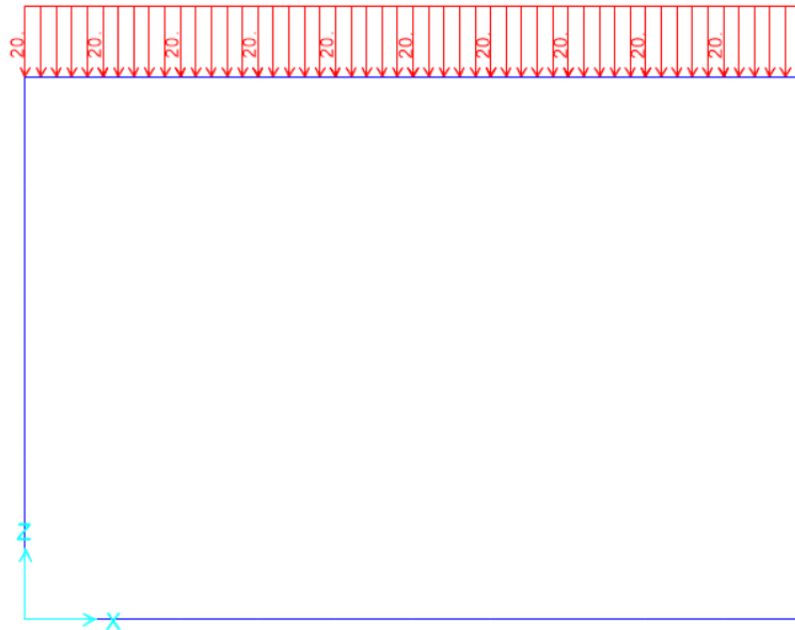


Figura 10.3 - condizione di carico  $q$  – sovraccarico stradale



Figura 10.4 - condizione di carico  $q$  – spinta da sovraccarico

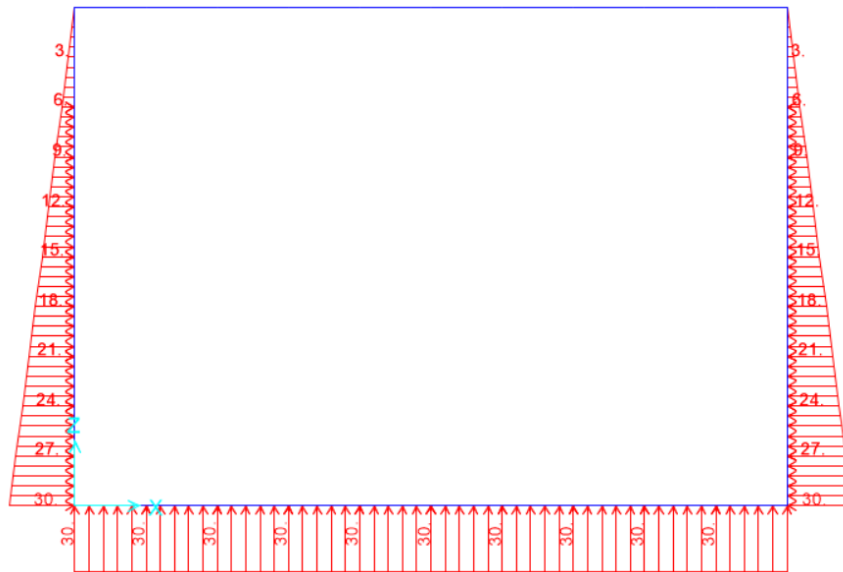


Figura 10.5 - condizione di carico P – spinta idrostatica esterna

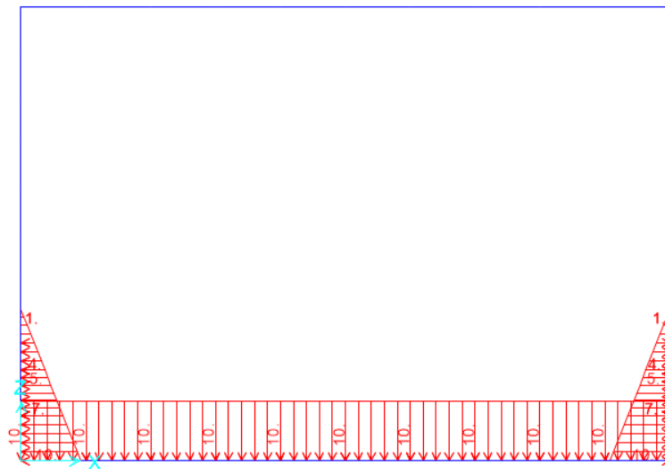


Figura 10.6 - condizione di carico P – spinta idrostatica interna



Figura 10.7 - condizione di carico Wood – sovraspinta sismica del terreno



Figura 10.8 - condizione di carico S – spinta idrodinamica

### 10.3 Combinazioni dei carichi

Nelle tabelle seguenti si riportano le combinazioni di carico adottate nell’analisi per i vari stati limite considerati.

$$\text{SLU 1} \quad \gamma_{G1} * \text{DEAD} + \gamma_{G1} * \text{SP\_T\_SX} + \gamma_{G1} * \text{SP\_T\_DX} + \gamma_{Q1} * Q_{\text{traff}} + \gamma_{Q1} * Q_{\text{falda}}$$

$$\text{SLU 2} \quad \gamma_{G1} * \text{DEAD} + \gamma_{G1} * \text{SP\_T\_SX} + \gamma_{G1} * \text{SP\_T\_DX} + \gamma_{Q1} * Q_{\text{traff}} + \gamma_{Q1} * Q_{\text{falda}} + \gamma_{Q1} * Q_{\text{v\_SX}}$$

SLV 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + * Q_{falda}$
SLV 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLV 3	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLV 4	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_E\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + F_{x,p\_lat} + (-1) * F_{y,p\_lat} + F_{x,p\_cent} + (-1) * F_{y,p\_cent} + F_{x,ssup} + (-1) * F_{y,ssup} + F_{x,sinf} + (-1) * F_{y,sinf} + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + E\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE RARA 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE RARA 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE FREQ 1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE FREQ 2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{1,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
SLE QP1	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q_{falda}$
SLE QP2	$DEAD + SP\_T\_SX + SP\_T\_DX + Rint. + \psi_{2,traff} * Q_{traff} + Q\_v\_Sx + Q_{falda}$
INV. SLU	SLU 1 + SLU 2
INV. SLV	SLV 1 + SLV 2 + SLV 3 + SLV 4
INV. SLE	SLE 1 + SLE 2 + SLE 3 + SLE 4 + SLE 5 + SLE 6

Tabella 10.2: Combinazioni di carico

dove:

DEAD Pesì propri

Rint. Carico da ricoprimento

Q\_traff Sovraccarico traffico veicolare

SP\_T\_SX Spinta terreno su setto Sx

SP\_T\_DX Spinta terreno su setto Dx

SP\_T\_SX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Sx

SP\_T\_DX\_q Spinta sovraccarico stradale su setto Dx

SP\_E\_SX Spinta sismica su setto Sx

SP\_E\_DX Spinta sismica su setto Dx

Q\_v\_Sx Spinta statica da riempimento vasca Sx



E\_v\_Sx Spinta dinamica da riempimento vasca Sx

E\_v\_Dx Spinta dinamica da riempimento vasca Dx

Fx,p\_lat Forza dinamica orizz. setto sx e dx

Fy,p\_lat Forza dinamica vert. setto sx e dx

Fx,p\_cent Forza dinamica orizz. setto centrale

Fy,p\_cent Forza dinamica vert. setto centrale

Fx,ssup Forza dinamica orizz. soletta superiore

Fy,ssup Forza dinamica vert. soletta superiore

Fx,sinf Forza dinamica orizz. soletta inferiore

Fy,sinf Forza dinamica vert. soletta inferiore

Con coefficienti di combinazione

$\gamma_{G1}$  1.3

$\gamma_{Q1}$  1.5

$\psi_{0,traff}$  0.4

$\psi_{1,traff}$  0.4

$\psi_{2,traff}$  0

#### 10.4 Modello di calcolo

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio piano analizzato attraverso un’analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.14 (Computers and Structures®).

Tale telaio viene descritto attraverso le linee d’asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti. La mesh è composta da elementi con passo di circa 1.0m.

Si è analizzata una lunghezza unitaria di 1 m dello scatolare a cui sono stati assegnati le sezioni ed i carichi corrispondenti.

L’analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Alle aste sono state assegnate le seguenti caratteristiche geometriche:

- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di fondazione;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.40$  m per i piedritti;
- sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50$  m per la soletta di copertura

Per simulare la presenza del terreno ai lati e in fondazione della struttura sono state assegnate agli elementi frame molle con la funzione “Line spring” aventi rigidità di  $18400 \text{ kN/m}^3$ .

Affinché le molle risultassero reagenti solamente a compressione è stato necessario eseguire un’analisi non lineare assegnando alla struttura dei carichi di tipo “Nonlinear Static”

## 10.5 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati delle analisi svolte in termini di spostamenti nodali e sollecitazioni sugli elementi, dove le sollecitazioni massime mostrate sia in termini di sforzo normale che taglio e momento flettente corrispondono ai valori in corrispondenza dei nodi tra gli elementi del modello di calcolo, ovvero i punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi. Nelle verifiche le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi si considerano secondo il seguente criterio:

- sforzo normale: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  del punto di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);
- taglio: valori in corrispondenza del filo interno degli elementi;
- momento flettente: valori in corrispondenza dei punti posti ad  $s/2$  dei punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);

dove  $s$  è lo spessore dell’elemento strutturale considerato.

Nelle immagini che seguono si riportano gli inviluppi degli spostamenti nodali e dei diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall’analisi dei risultati.

### 10.5.1 Diagramma di output degli spostamenti nodali – SLE

Dall’inviluppo degli spostamenti nodali, riporta di seguito, ottenuto dall’analisi eseguita si osserva che il massimo spostamento differenziale (valore dello spostamento misurato in mezzera – valore della traslazione rigida dovuto al cedimento complessivo dello scatolare) in corrispondenza della mezzera della soletta superiore risulta di circa  $0.4 \text{ mm}$  inferiore al valore limite imposto pari a  $L/500 = 4400/500 = 8.8 \text{ mm}$ .

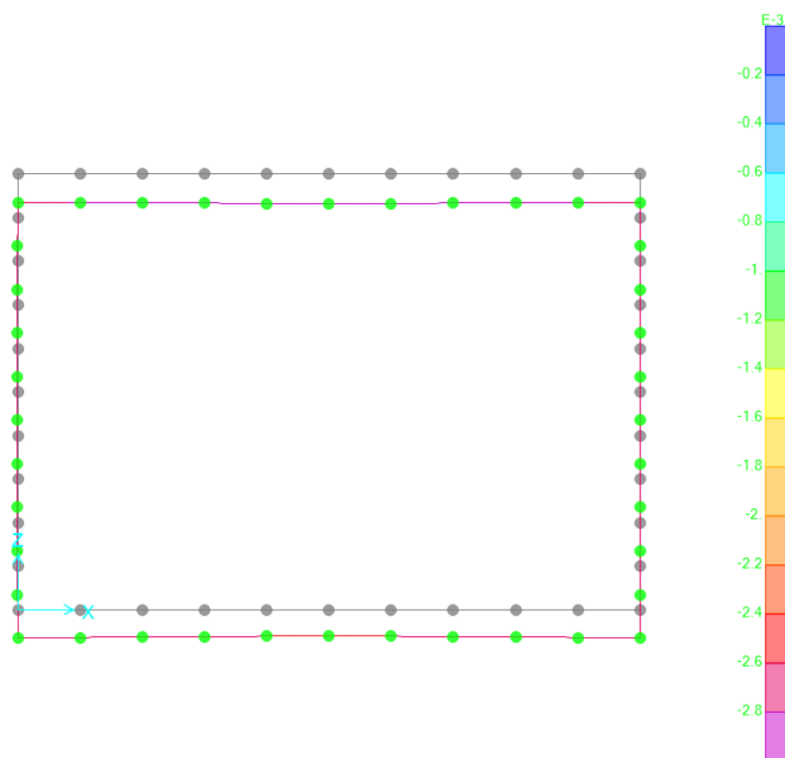


Figura 10.9 – Inviluppo SLE spostamenti nodali

10.5.2 Diagrammi di output delle sollecitazioni - SLE

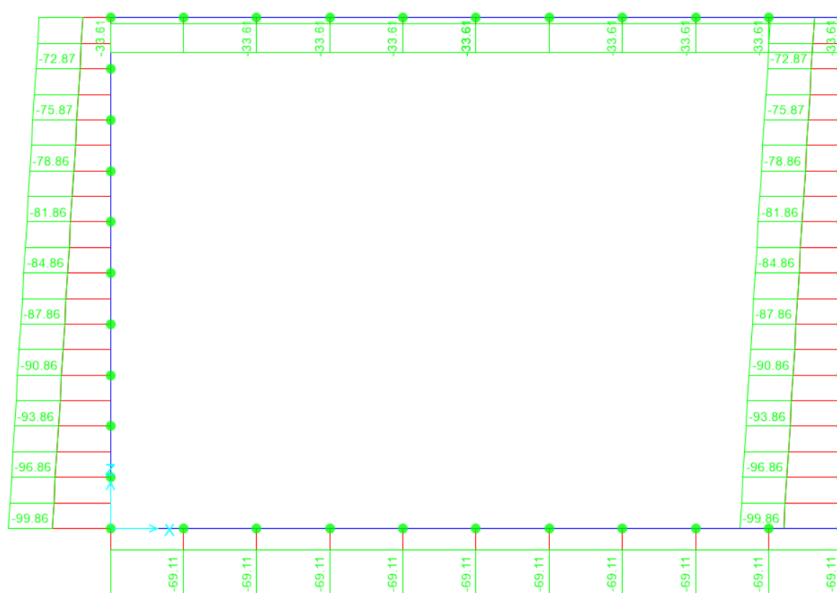


Figura 10.10 – Inviluppo SLE sforzo normale

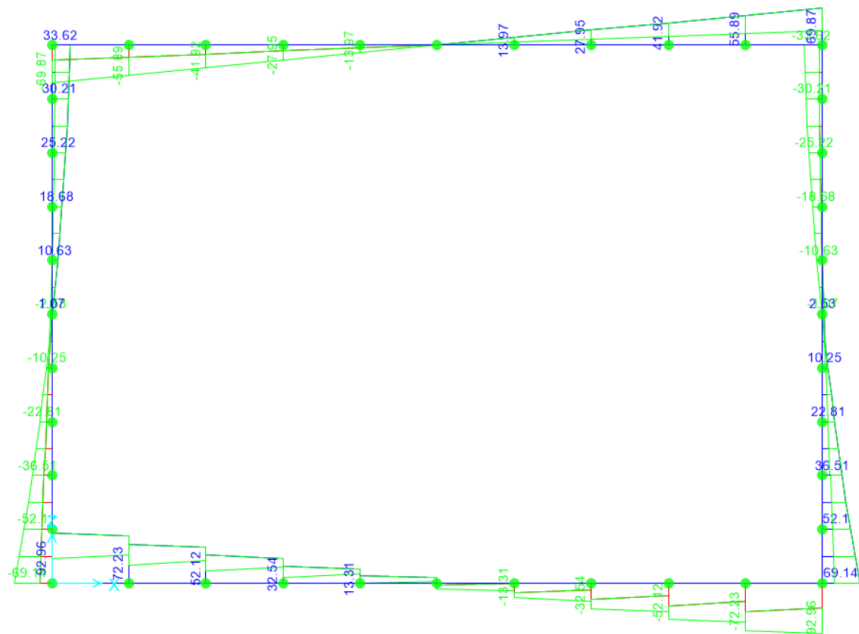


Figura 10.11 – Involuppo SLE sforzo di taglio

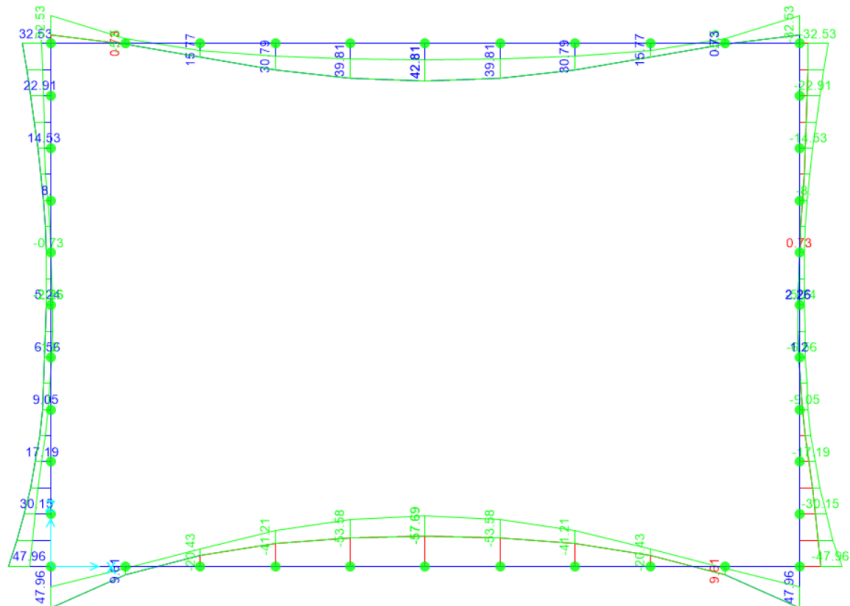


Figura 10.12 – Involuppo SLE momento flettente





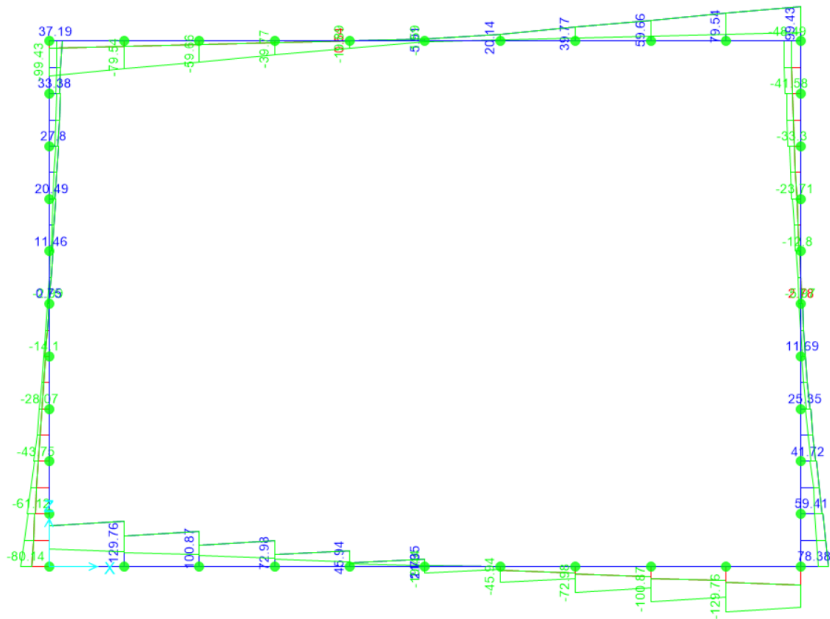


Figura 10.17 - Involuppo SLV sforzo di taglio

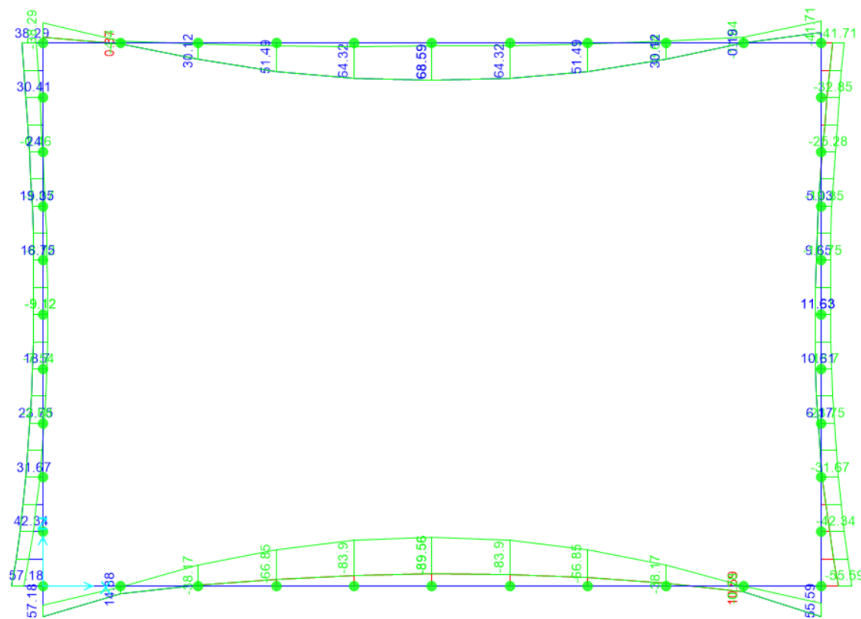


Figura 10.18 - Involuppo SLV momento flettente

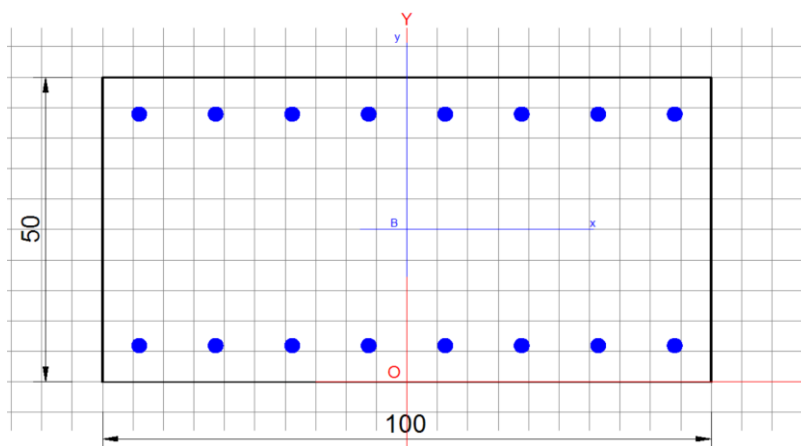
## 10.6 Verifiche strutturali

Con riferimento al §9 della presente relazione, per i setti e le solette di fondazione e copertura si riportano le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. più sollecitate per le varie combinazioni analizzate. In particolare, sono state verificate le sezioni in corrispondenza delle mezzerie delle solette di fondazione e copertura e le sezioni nodali dei piedritti (comprehensive delle sezioni nodali delle solette). Le verifiche sono state condotte mediante il software RC-SEC.

### 10.6.1 Soletta inferiore

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 1.97



#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche



## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	54.00	0.10	123.20	0.00
2	79.20	0.10	123.00	0.00

## RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.6 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	54.00	0.10	54.25	416.394	163.903	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	79.20	0.10	79.06	421.164	211.643	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02098	6.0
2	0.00350	50.0	0.00019	44.0	-0.02076	6.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

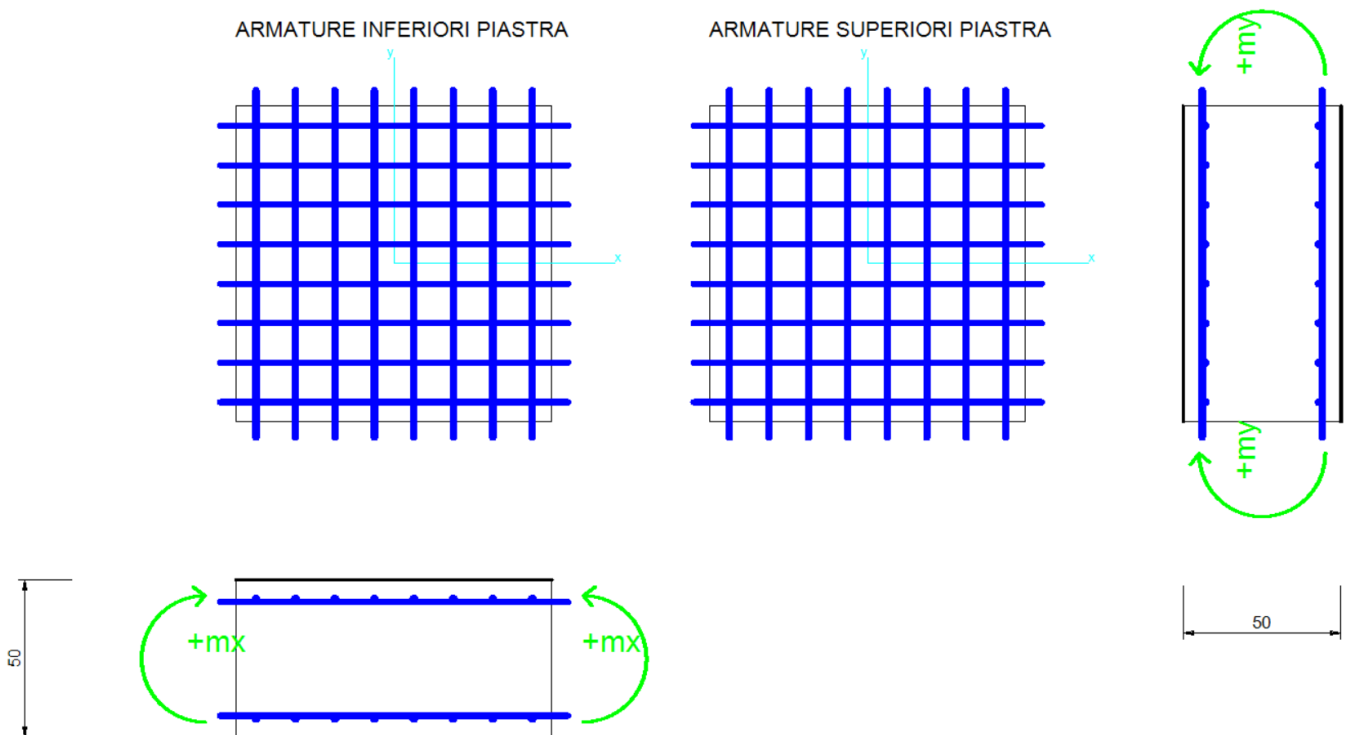
Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]

bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°CombVer	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	123.20	242.86	44.0	100.00.0057	0.01
2	S	123.00	246.19	44.0	100.00.0057	0.02

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8 $\varnothing$ 20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 4.57



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASSIALE**

Descrizione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.8 MPa
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.00350
Diagramma tensioni-deformaz.:	Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.0
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.20 mm
Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
ACCIAIO - Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra:	50.0	cm
Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	88.80	0.00	0.00	88.80	0.000	0.00
2	89.60	0.00	0.00	89.60	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	57.70	0.00	0.00	57.70	0.000	0.00

#### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	40.60	0.00	0.00	40.60	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
my	Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)
mxy	Momento torcente di piastra [km/m] )
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	36.00	0.00	0.00	36.00	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)

Ver S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myu I/ myu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	88.80	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	89.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver S/N Esito verifica  
 Sc max Massima compressione [N/mm<sup>2</sup>] nel calcestruzzo per flessione  
 Tipo Fess\_1 Tipo di fessurazione per m\_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_1 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_1  
 Sy\_1 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_1  
 Wk\_1 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Tipo Fess\_2 Tipo di fessurazione per m\_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	1.1	Non fess.				Non fess.			

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

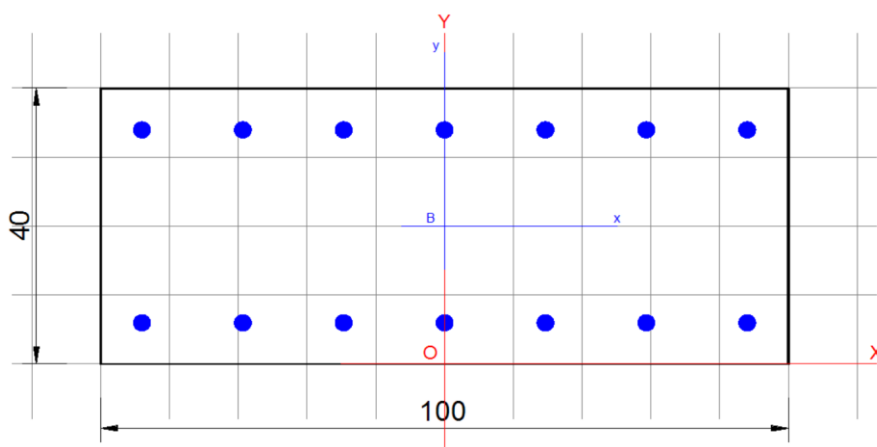
#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			

## 10.6.2Setti

### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio delle pareti laterali

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 7Ø20 (percentuale di armatura = 1.1 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio)= 2.88



### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai)senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo:	B450C
-----------------	-------

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito		

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	134.50	0.10	52.10	0.00
2	134.50	0.10	75.50	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)



Yn	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
x/d	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
C.Rid.	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
As Tesa	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	134.50	0.10	134.35	292.03	2920.265	33.8	0.18	0.70	22.0 (6.1)
2	S	134.50	0.10	134.35	292.03	2920.265	33.8	0.18	0.70	22.0 (6.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0
2	0.00350	40.0	0.00012	34.0	-0.01567	6.0

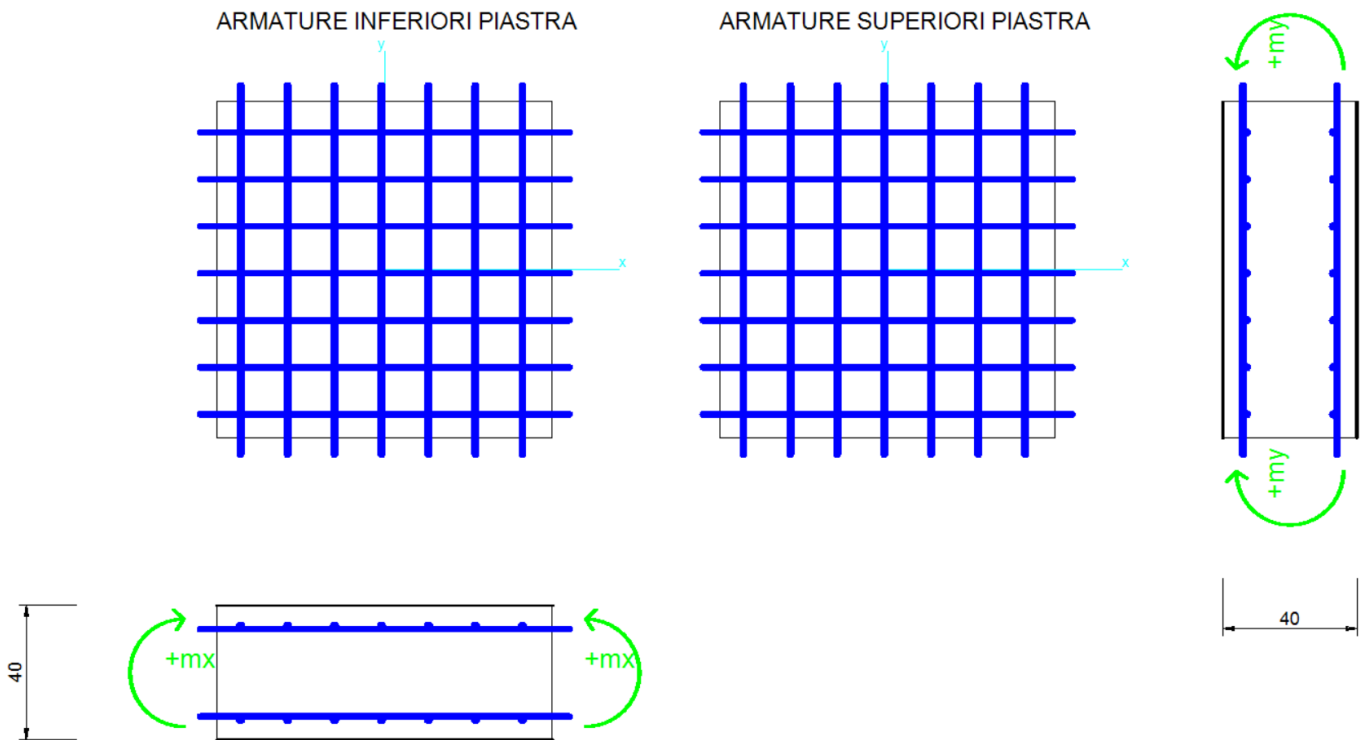
### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	52.10	217.53	34.0	100.00	0.0065	0.03
2	S	75.50	217.53	34.0	100.00	0.0065	0.03

Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra (parete laterale)

- Armature per pressoflessione: 7 $\phi$ 20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione)= 6.61



**DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASSIALE**

Descrizione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 450.0 MPa  
 Resist. caratt. a rottura ftk: 450.0 MPa  
 Resist. a snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa  
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.3 MPa  
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito  
 Comb.Rare - Sf Limite: 360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

**Spessore piastra: 40.0 cm**

**Barre inferiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm**  
**Barre superiori dir.X: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm**  
**Barre inferiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm**  
**Barre superiori dir.Y: Ø20/14.0 (22.4 cm<sup>2</sup>/m) Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm**

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 my momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 mxy momento torcente di piastra // [kNm/m]  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m\_1 e la dir. x delle barre (theta\_2=theta\_1+90°)  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	41.90	0.00	0.00	41.90	0.000	0.00
2	42.30	0.00	0.00	42.30	0.000	0.00

#### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	30.20	0.00	0.00	30.20	0.000	0.00

**COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	22.40	0.00	0.00	22.40	0.000	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI**

mx                              Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my                              Momento //barre dir. x [km/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy                            Momento torcente di piastra [km/m] )  
 m\_1                            momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1                      angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2                              momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	17.70	0.00	0.00	17.70	0.000	0.00

**VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)**

Ver                              S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S                momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myd I/ myu S                momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	41.90	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	42.30	279.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver	S/N Esito verifica
Sc max	Massima compressione [N/mm <sup>2</sup> ] nel calcestruzzo per flessione
Tipo Fess_1	Tipo di fessurazione per m_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_1	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_1
Sy_1	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_1
Wk_1	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Tipo Fess_2	Tipo di fessurazione per m_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi
Sx_2	Trazione nelle barre [N/mm <sup>2</sup> ] in dir.X per effetto del momento principale m_2
Sy_2	Trazione nelle barre[N/mm <sup>2</sup> ] in dir.Y per effetto del momento principale m_2
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC
Wk_2	Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.9	Non fess.				Non fess.			

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.7	Non fess.				Non fess.			

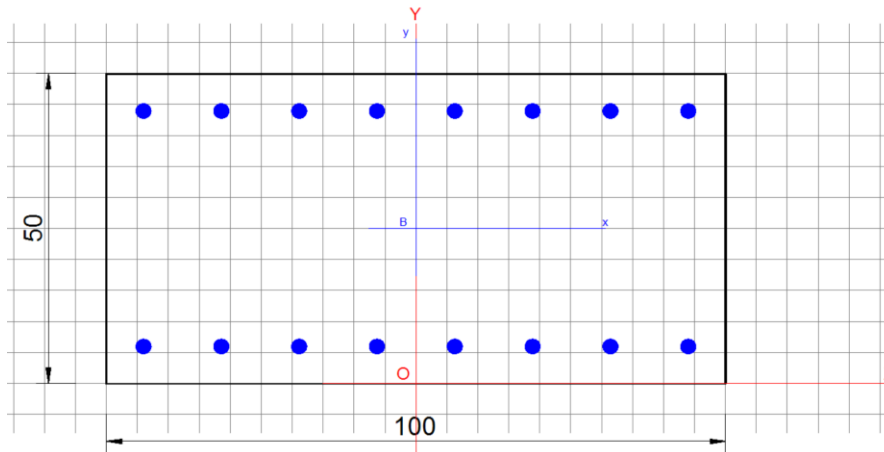
### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

#### 10.6.3 Soletta superiore

##### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a taglio

- Calcestruzzo classe C32/40
- Acciaio di armatura in tondi classe B450C
- Armature per pressoflessione: 8Ø20 (percentuale di armatura = 1.0 %)
- Fattore di sicurezza allo SLU (taglio) = 2.66



#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa

Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	8Ø20	(25.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	29.20	0.10	90.20	0.00
2	50.30	0.10	90.20	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	29.20	0.10	29.19	411.56	411.56	43.8	0.14	0.70	25.1 (7.9)
2	S	50.30	0.10	50.48	415.67	415.67	43.7	0.14	0.70	25.1 (7.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00013	44.0	-0.02121	6.0
2	0.00350	50.0	0.00016	44.0	-0.02101	6.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

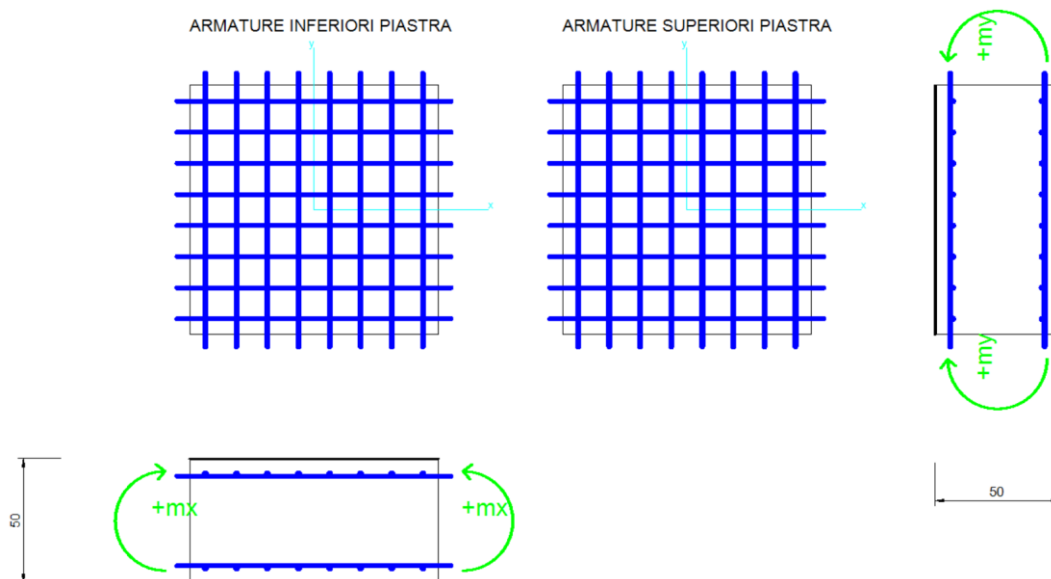
Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	90.20	239.59	44.0	100.00	0.0057	0.01
2	S	90.20	242.37	44.0	100.00	0.0057	0.01

#### Dati verifica strutturale e riepilogo risultati – verifica a pressoflessione della piastra

- Armature per pressoflessione: 8Ø20
- Fattore di sicurezza allo SLU (pressoflessione) = 5.98





#### DATI NODO DI PIASTRA VERIFICATO A FLESSIONE BIASIALE

Descrizione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: NTC/EC2  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resistenza compress. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.00350  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Stress-Block Diagramma (c) § 4.1.2.1.2.1 NTC  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.0  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa  
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / §7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.20 mm  
 Coeff. K3 Ap.fess. : 3.4000 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2  
 Coeff. K4 Ap.fess. : 0.4250 §C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE NODO PIASTRA

Spessore piastra: 50.0 cm

Barre inferiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre superiori dir.X:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 7.0 cm
Barre inferiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm
Barre superiori dir.Y:	Ø20/12.5	(25.1 cm <sup>2</sup> /m)	Coprif.(dal baric.barre) = 6.0 cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI DI COMBINAZIONE ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	momento di piastra // asse x [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
my	momento di piastra // asse y [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
mxy	momento torcente di piastra // [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 di m_1 e la dir. x delle barre (theta_2=theta_1+90°)					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	68.30	0.00	0.00	68.30	0.000	0.00
2	68.60	0.00	0.00	68.60	0.000	0.00

### COMB. RARE (SLE) - SFORZI DI COMBIN. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx	Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
my	Momento //barre dir. y [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)					
mxy	Momento torcente di piastra [kNm/m]					
m_1	momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					
theta_1	angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre					
m_2	momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)					

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	42.80	0.00	0.00	42.80	0.000	0.00

### COMB. FREQUENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [kNm/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	25.40	0.00	0.00	25.40	0.000	0.00

#### COMB. QUASI PERMANENTI (SLE) - SFORZI DI COMB. ASSEGNATI E MOMENTI PRINCIPALI CALCOLATI

mx Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 my Momento //barre dir. x [kNm/m] (positivo se comprime le fibre superiori)  
 mxy Momento torcente di piastra [kNm/m] )  
 m\_1 momento principale max in direzione 1 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)  
 theta\_1 angolo in sessadecimali tra la dir.1 e la dir. x delle barre  
 m\_2 momento principale min in direzione 2 [kNm/m] (+ se di comprime le fibre superiori)

N°Comb.	mx	my	mxy	m_1	theta_1	m_2
1	19.20	0.00	0.00	19.20	0.000	0.00

#### VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Metodo di Wood)

Ver S = combinazione verificata / N = combinazione non verificata  
 mxd I/ mxd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione x  
 mxu I/ mxu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione x  
 myd I/ myd S momento [kNm/m] di dimensionamento barre inferiori/superiori in direzione y  
 myu I/ myu S momento [kNm/m] ultimo positivo/negativo in direzione y

N°Comb.	Ver	mxd I	mxu I	myd I	myu I	mxd S	mxu S	myd S	myu S
1	S	68.30	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	S	68.60	410.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE

Ver S/N Esito verifica  
 Sc max Massima compressione [N/mm<sup>2</sup>] nel calcestruzzo per flessione  
 Tipo Fess\_1 Tipo di fessurazione per m\_1: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi  
 Sx\_1 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_1  
 Sy\_1 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_1  
 Wk\_1 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_1 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Tipo Fess\_2 Tipo di fessurazione per m\_2: INF=lembo infer., SUP=lembo sup., INFSUP=entrambi i lembi

Sx\_2 Trazione nelle barre [N/mm<sup>2</sup>] in dir.X per effetto del momento principale m\_2  
 Sy\_2 Trazione nelle barre[N/mm<sup>2</sup>] in dir.Y per effetto del momento principale m\_2  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC  
 Wk\_2 Apertura fessura [mm] per effetto del momento principale m\_2 (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.8	Non fess.				Non fess.			

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.5	Non fess.				Non fess.			

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA TENSIONI E APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Tipo Fess_1	Sx_1	Sy_1	Wk_1	Tipo Fess_2	Sx_2	Sy_2	Wk_2
1	S	0.4	Non fess.				Non fess.			

## 11. INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze degli elementi strutturali verificati.

- Soletta di fondazione –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;
- Setto laterale –  $I = 173 \text{ kg/m}^3$ ;
- Soletta superiore –  $I = 158 \text{ kg/m}^3$ ;